

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING., DR.-ING. E. H. F. SCHLEICHER† AACHEN

MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

32. JAHRGANG

JULI 1957

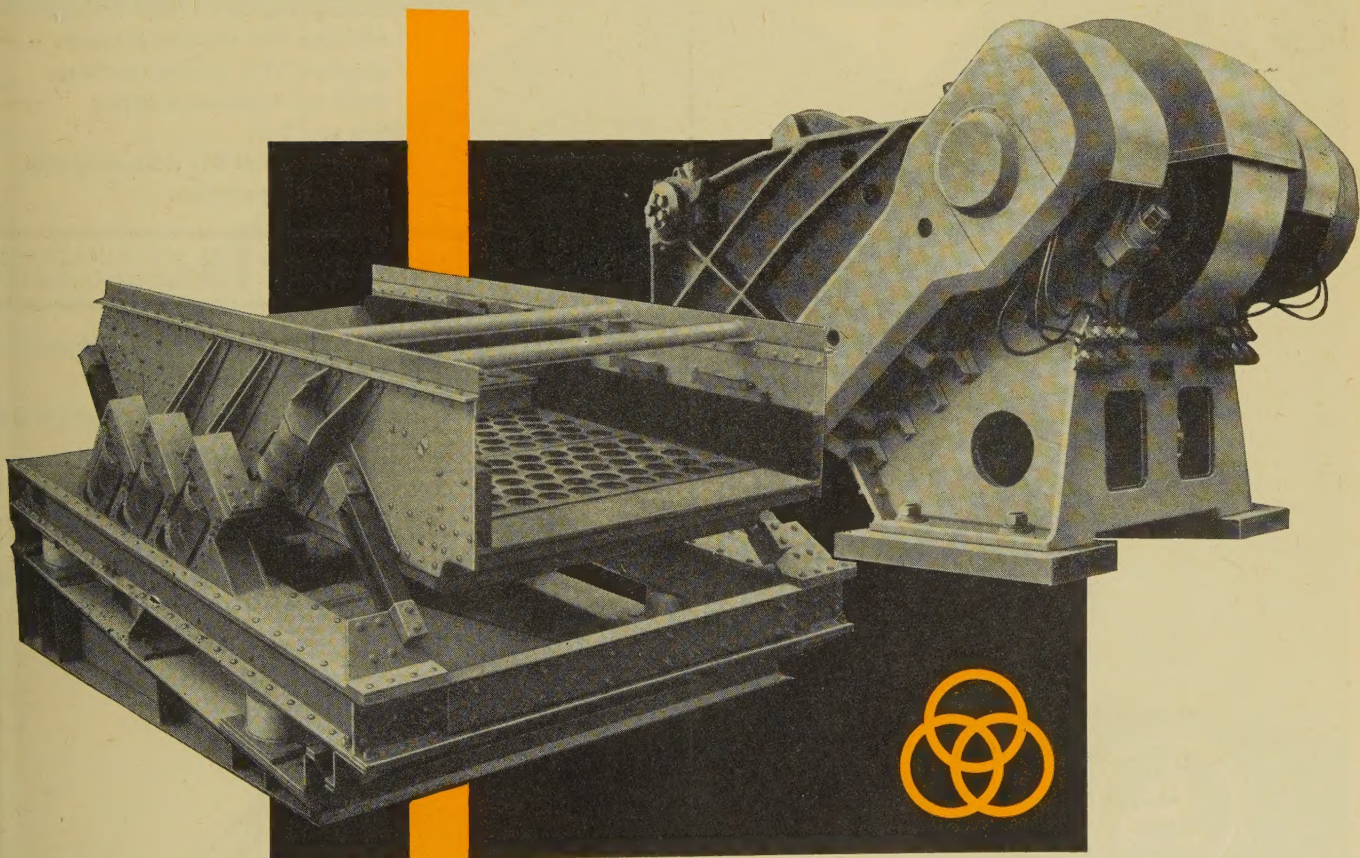
HEFT 7

W I R P L A N E N U N D B A U E N

Vollständige Zerkleinerungsanlagen jeder Art und jeden Umfanges
Maschinen und Einrichtungen für Zement-, Gips-, Kalk-, Schotter-
und Tonwerke

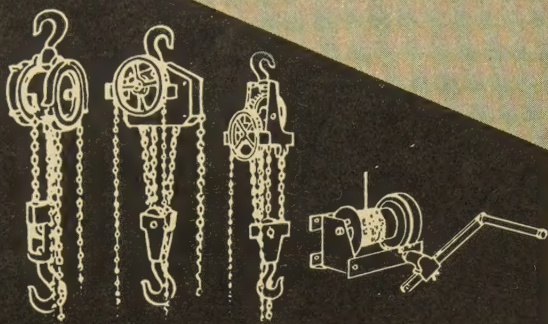
Neuartiger Backenbrecher mit gänzlich neuer Wirkungsweise und vollkommenem Überlastungsschutz

Resonanz-Freischwingsieb III GU mit neuartiger Siebschwingung, höchste Siebleistung auch bei horizontaler Lage



FRIED. KRUPP

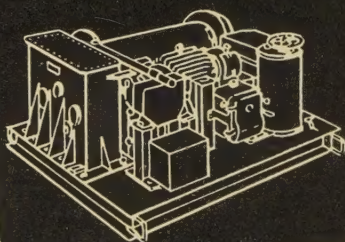
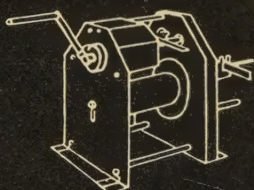
MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN



**Kostenfaktor Transport
niedrig halten**

durch

**unsere Krane
und Hebezeuge**



SCHIESS - DEFRIES
HEBEZEUG- UND
KRANBAU GMBH
DUSSELDORF - OBERKASSEL

1115



RöRo

**hat den Schalungsträger,
den Sie brauchen.**

Er überbrückt stufenlos jede
normale Stützweite.

Geringes Gewicht (10,9 kg/m),
einfache und schnelle Montage –
ergeben 33% Lohneinsparung,
dazu die Kosteneinsparung
(bis zu 75%)

durch Wegfall des Holzverschnitts
und des Entnagelns.

FRÜHER 3 JETZT **15** KOMBINATIONEN.
MOGLICHKEITEN

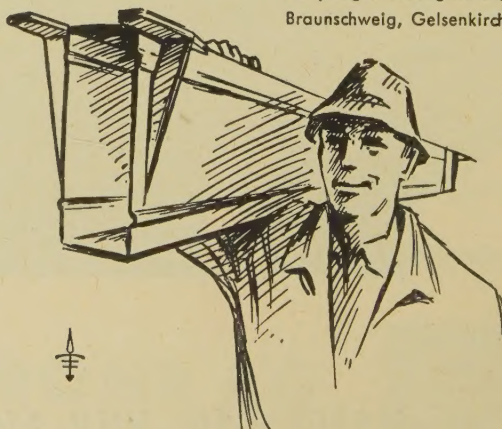
Fordern Sie bitte unsere Druckschrift a

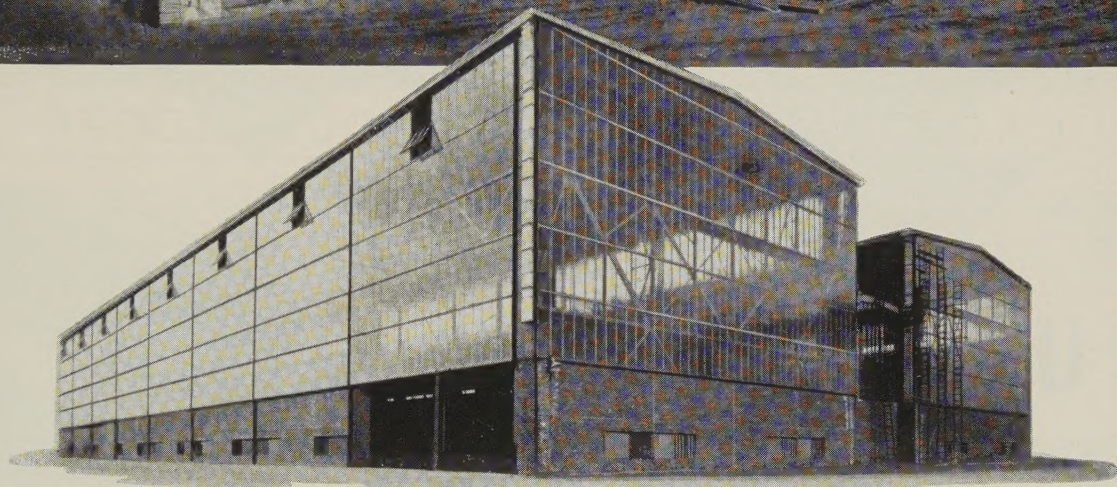
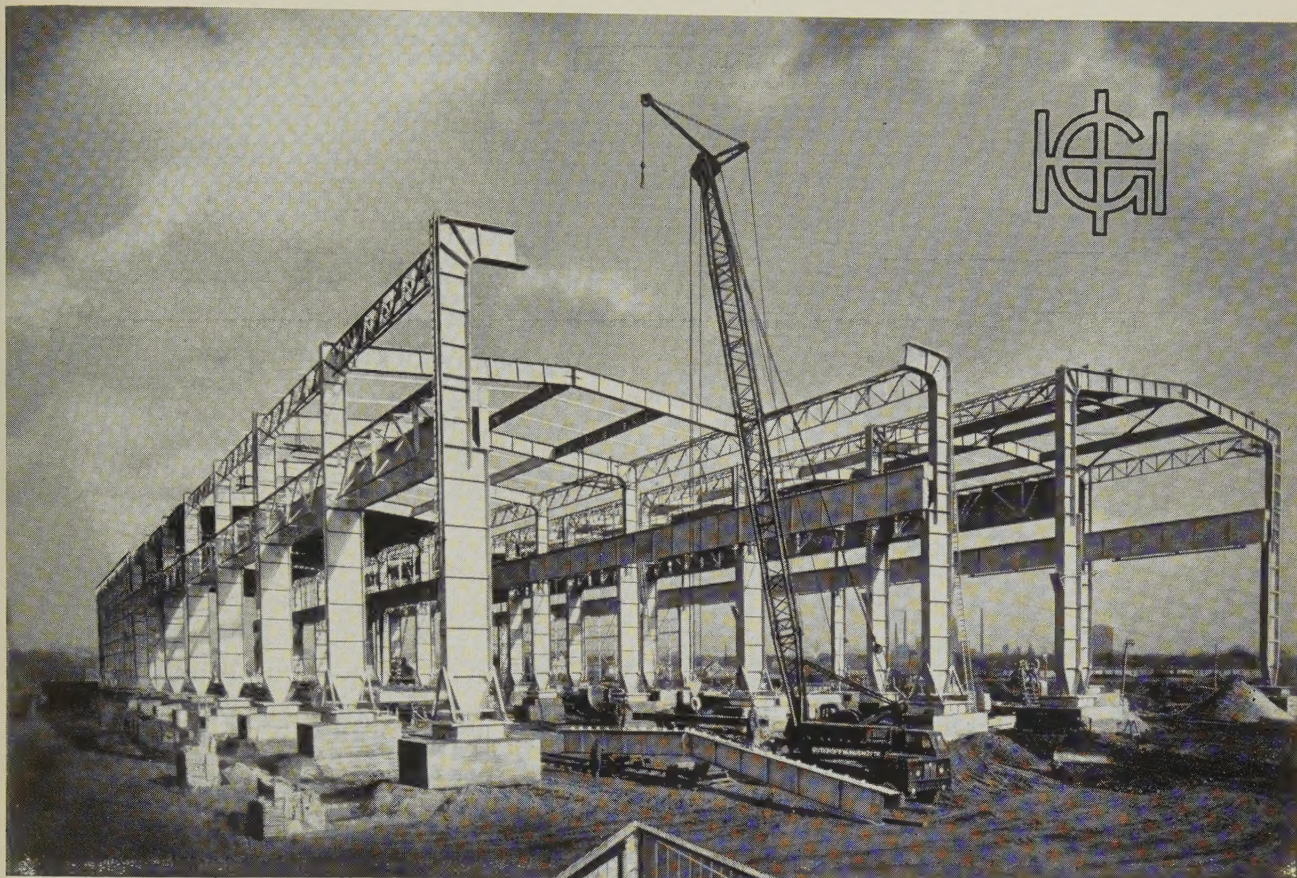
RöRo-DECKENSCHALUNGSTRÄGER

Düsseldorf Telefon 7 69 01

Zentrale Frankfurt Telefon 9 47 41

Auslieferungslager in
München, Nürnberg, Köln, Bremen, Einbeck,
Hauptlager Ludwigshafen, Stuttgart, Hamburg,
Braunschweig, Gelsenkirchen, Hannover





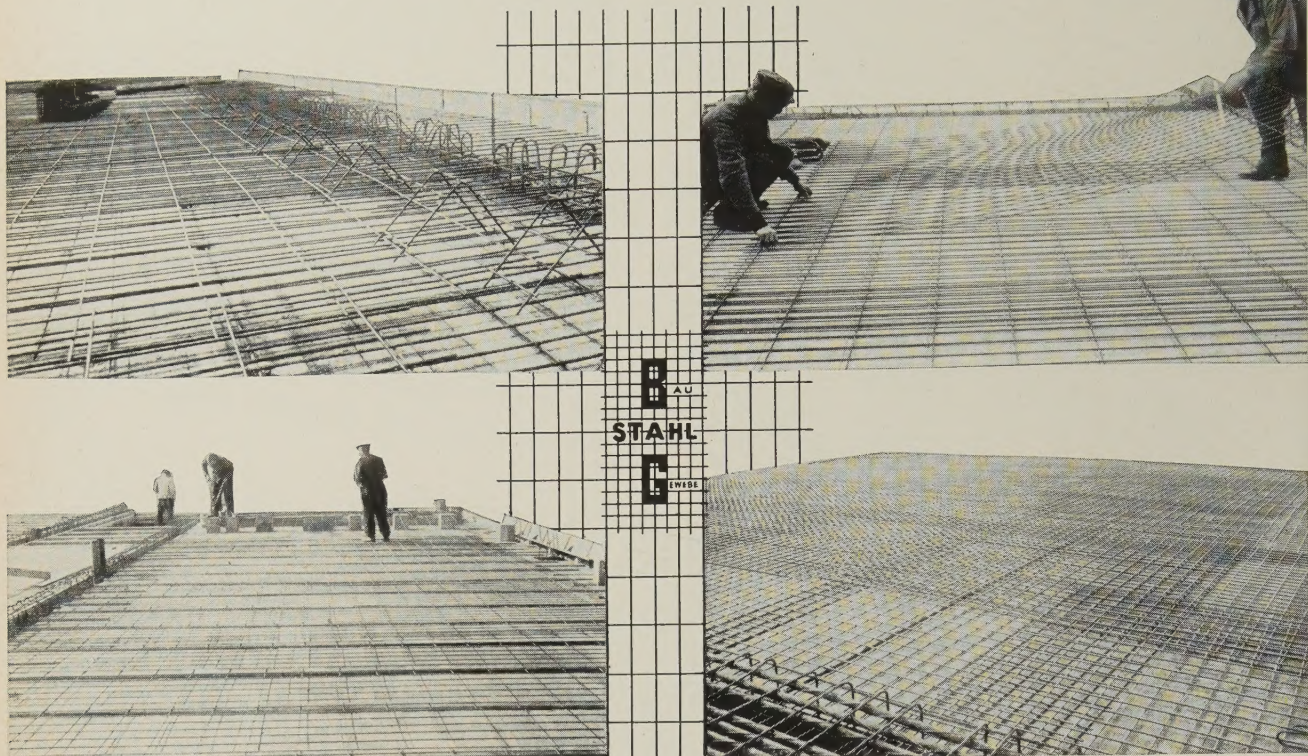
MODERNER STAHLBAU im Bergbaugebiet

Bewährte Vorkehrungen dienen
zur Verhütung von Bergschäden und
zum Ausgleich von Verschiebungen.

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE

STERKRADE AKTIENGESELLSCHAFT · WERK STERKRADE

BAUSTAHLGEWEBE *immer wieder überzeugend...* *einfach - schnell - sauber - wirtschaftlich*



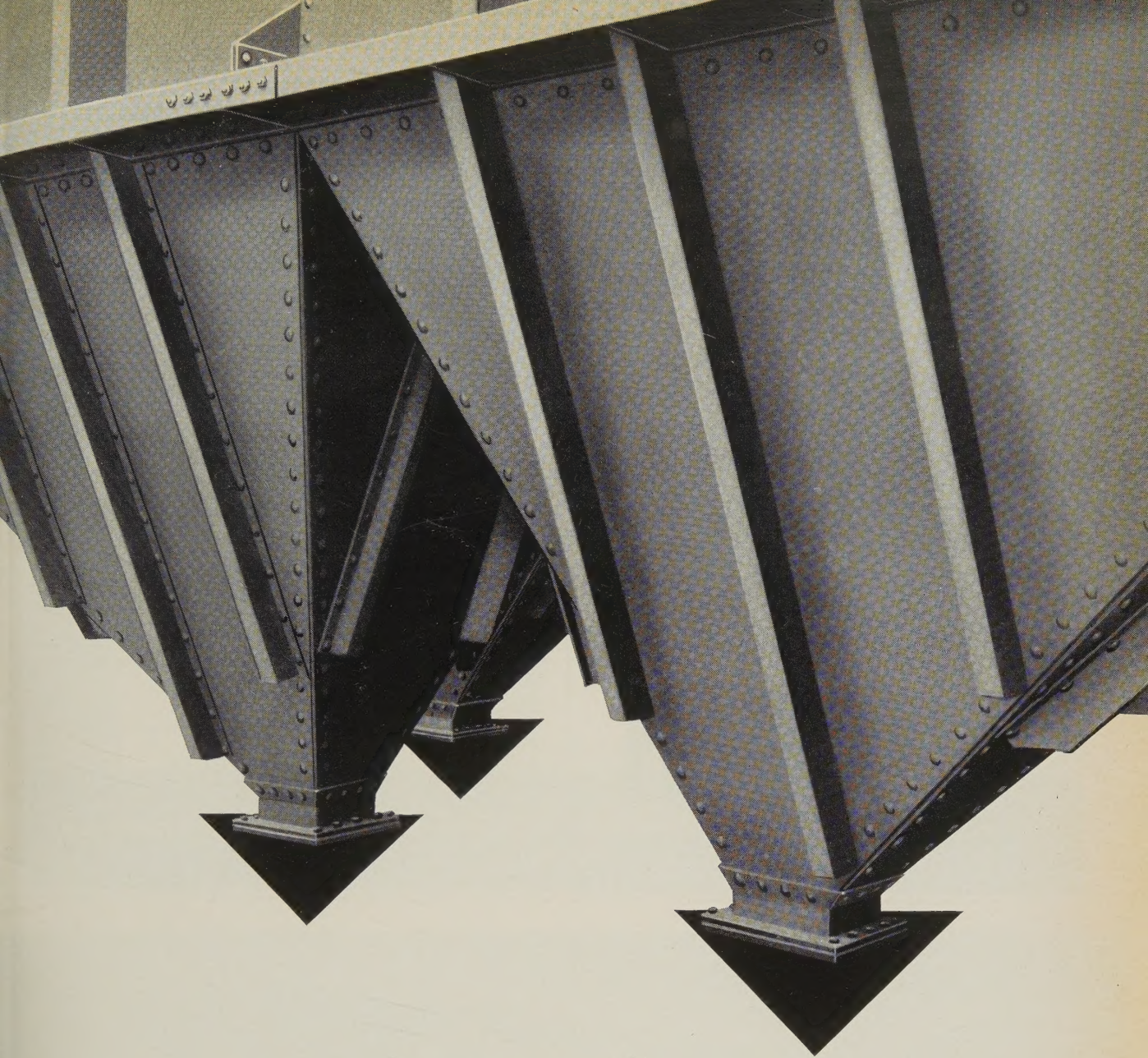
BAUSTAHLGEWEBE G. M. B. H. DÜSSELDORF

BRÜCKENBAU



Rheinbrücke-Speyer
Ausführung in Arbeitsgemeinschaft

EISENWERKE KAISERSLAUTERN



Gelöstes Abzugsproblem = gelöstes Bunkerproblem

Die Schwierigkeit beim Bunkern bereitet nicht die Frage »Wie bekommt man das Gut in den Bunker hinein?« sondern »Wie bekommt man es wieder heraus?« Locker, brückenbildend, sperrig, pulvrig, grobkörnig, hygroskopisch, heiß, kompressibel, schleißend, schießend, haftend, so vielgestalt ist in der Praxis das Bunkergut. Da sich derartige Probleme nie allein mit Rechenschieber und Zeichenstift lösen lassen, hat Schenck auf seinen großen Versuchsfeldern eine ganze Reihe von Abzugsorganen verschiedener Bauart entwickelt und erprobt, die **volumenbestimmte oder gewichtsbestimmte, regelbare Materialströme erzeugen**. Tragen Sie Schenck Ihren besonderen Fall vor; auch hierfür wird sich eine Lösung sicherlich finden. Bitte schreiben Sie unter dem Stichwort »Gelöste Abzugsprobleme«.



Carl Schenck Maschinenfabrik GmbH Darmstadt

NOVOC



Betonverflüssiger zur Verbesserung des Betongefüges

NOVOC VZ

Abbindeverzögerer für arbeitsfugenfreie Betonherstellung

**WIRTSCHAFTLICHER
BAUSTELLENBETRIEB
EINWANDFREIER BETON**

Verlangen Sie Druckschriften und technische Beratung

vom **CERESIT**-Hersteller

WUNNER

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA/WESTF.

Moderner Flughafenbau.

Entwurf, Dimensionierung und Bauausführung von Landebahnen und sonstigen Verkehrsflächen. Von

Dipl.-Ing. **Friedrich Kohl.** Mit 101 Abbildungen.

V, 129 Seiten Gr.-8°. 1956.

DM 24,—

Inhaltsübersicht: Einführung. Allgemeines über Anlage, Abmessungen und Verkehrslasten von Flughäfen. — Charakteristik der Flughäfen. — Besonderer Einfluß der Düsenflugzeuge auf Anlage und Ausrüstung von Landflughäfen. — Berechnungsmethoden der Tragfähigkeit von starren Belägen für Start- und Landebahnen. — Flexible Beläge. — Bodenvermörtelung. — Projektierung. — Entwässerung. — Verhütung von Frostschäden. — Der Boden als Baustoff. — Verdichtungsgeräte. — Erdbaugeräte und Erdtransportmittel. — Die Ausführung der Betondecken. — Asphaltbetondecken. — Statistik und Diverses. — Hubschrauber und Heliports. — **Schrifttumverzeichnis. Sachverzeichnis.**

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Die Stahlbetonbrücke bei Taq Taq — Irak — über den Lesser Zab wurde von der Gesellschaft Anfang fertiggestellt. Sie besteht aus 7 Öffnungen je 45,72 m. Ganze Länge rd. 330 m. Zuggurte und Hängestangen wurden vorgespannt.

HAUPTVERWALTUNG: DÜSSELDORF, Goethestraße 36a, Ruf 6 60

Niederlassungen: Augsburg, Berlin-Friedenau, Braunschweig, Bremen, Dortmund, Düsseldorf, Essen, Frankfurt/M., Hamburg, Harz, Kassel, Kiel, Köln, Mannheim, München, Nürnberg, Stuttgart

Vorspannwerke: Dieckholzen/Hildesheim, Equord/Peine, Langelsheim/Harz, St. Peter/Neuß

BETON- U. MONIERBAU A-G

Eirich

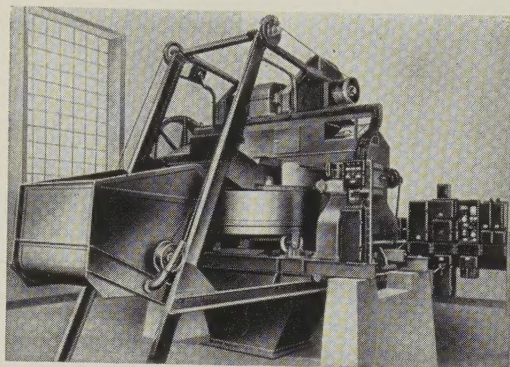
Betonfabriken

für alle Betonarten

(Dosier- und Mischanlagen in
Reihen- und Turmbauweise)

für Staudämme, Stollen-
und Schachtbau, Straßen-
bau und ortsfeste Beton-
werke

Der gute Ruf der Eirich-
mischer gründet sich
auf jahrzehntelange
praktische Erfahrun-
gen.



MASCHINENFABRIK GUSTAV EIRICH · HARDHEIM NORDBADEN · TEL. 151/152
SEIT 1863



Moderne TURNHALLEN, besonders solche mit großen Fensterflächen

durch SCHWANK INFRAROTSTRAHLER FÜR GAS
wirtschaftlich beheizt

Geringe Anlagekosten, niedrige Betriebskosten, kurze Anheizzeiten, kein Platzbedarf am Boden, keine baulichen Veränderungen



SCHWANK GASGERÄTE GMBH KÖLN, TEL. 82881

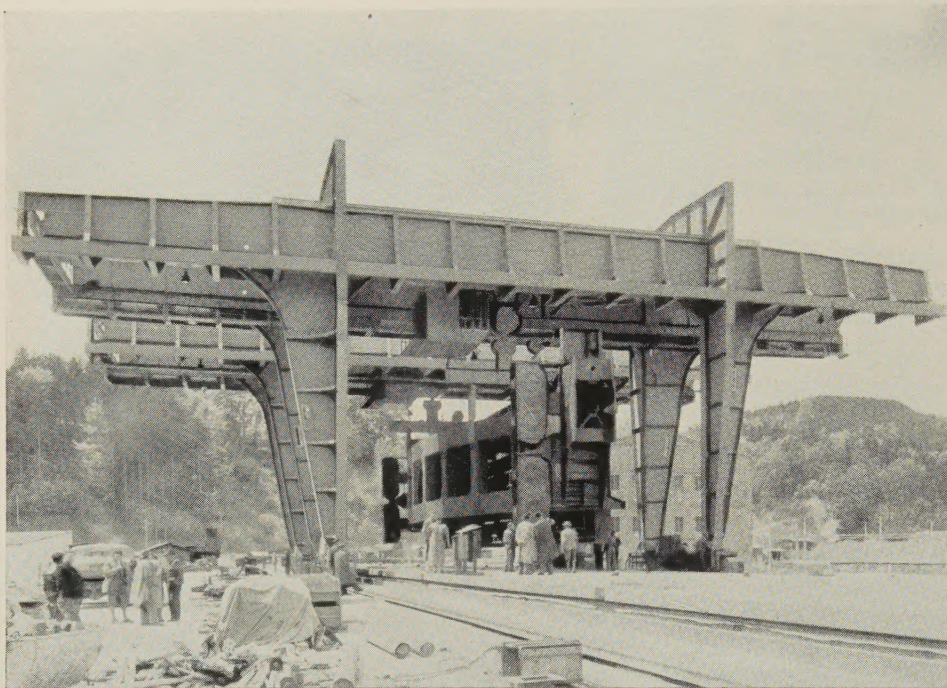
GoGaS FABRIK FÜR GASGERÄTE DORTMUND, TEL. 414 58
LIZENZNEHMER FÜR RUHRGEBIET-WESTFALEN

WAAGNER-BIRÓ

AKTIENGESELLSCHAFT

WIEN

GRAZ



Einsetzen des ersten
30 m breiten Unter-
schützes in das erste
Wehrfeld im Donau-
kraftwerk Ybbs-Per-
senbeug mittels der
von uns gelieferten
Wehrkrane

Zentrale: Wien V, Margaretenstraße 70 • Telefon 434606

Tragwerke aus Aluminium

Von Fritz Stüssi, Dr. sc. techn. LL. D. h. c. Dr.-Ing. h. c. Dr.-Ing. E. h., o. Professor an der Eidgen. Technischen Hochschule Zürich. Mit 174 Abbildungen. VII, 198 Seiten Gr.-8°. 1955. Ganzleinen 22,50 DM.

Das Aluminium und seine Legierungen finden als hochwertige Baustoffe im Bauwesen immer mehr Eingang. Wenn sie heute zwar vorwiegend noch für verkleidende oder sonstige eher sekundäre Elemente verwendet werden, so sind doch auch schon zahlreiche und recht bemerkenswerte Tragwerke aus Aluminiumlegierungen hergestellt worden. Es ist deshalb sehr zu begrüßen, daß der Inhaber des Lehrstuhles für Baustatik, Hoch- und Brückenbau an der ETH, Prof. Dr. F. Stüssi, mit dem ihm eigenen Blick für das Wesentliche und in gewohnt klarer Darstellung dem Bauingenieur die Besonderheiten der Leichtmetalltragwerke darlegt.

Unter „Allgemeine Überlegungen“ werden die Vor- und Nachteile der Aluminiumlegierungen abgewogen und daraus ihr Anwendungsbereich abgegrenzt. Es folgen Angaben über die Herstellung, Lieferformen und Eigenschaften der verschiedenen Legierungen, über die Verbindungsmittel, über die Ausbildung, Bemessung und Herstellung der Bauelemente und Tragwerke, gefolgt von kurz kommentierten und im Bild dargestellten Ausführungsbeispielen. In zwei Tabellen sind die Normen und die mechanischen Eigenschaften der Knetlegierungen nochmals übersichtlich zusammengestellt.

Rund die Hälfte des Buches ist den Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Baustoffes, den zulässigen Beanspruchungen und besonders ausführlich den Festigkeits- und Stabilitätsproblemen der Leichtmetalltragwerke gewidmet. In diesen Abschnitten wird in knapper, prägnanter Form eine Fülle von Belehrung geboten, die eigentlich ganz allgemein den Leichtbau betrifft, auch wenn sie betont auf die Anwendung der Aluminiumlegierungen ausgerichtet ist. Das Buch kann deshalb über seine direkte Zweckbestimmung hinaus auch als gedrängte Zusammenfassung einer modernen, auf äußerste Materialausnutzung abzielenden Baustatik lebhaft empfohlen werden. Die Verdrehung von Elementen mit offenen, geschlossenen und kombinierten Querschnitten, das Knicken, Torsionsknicken, Kippen und Beulen werden einläßlich behandelt. Hervorzuheben sind die mit Recht abwägenden Darlegungen und Vorschläge für den einzuhaltenden Sicherheitsgrad und die zulässigen Beanspruchungen.

„Schweizerische Bauzeitung“

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



WACKER

HOCHFREQUENZ- INNENVIBRATOREN

vom ältesten Lieferwerk für Vibrations-Geräte mit eingebauten Motoren - DRP und DBP - mit 9000 Schwingungen/min. sichern vom größten Massenbeton im Talsperrenbau bis zu den feingliedrigsten Bauteilen im Hochbau beste Betonqualität bei sparsamer Zementzugabe. Ohne Biegewelle, betriebssicher, leicht und handlich.



WACKER

HOCHLEISTUNGS- INNENVIBRATOREN

Biegewellenantrieb bieten jedem Unternehmer schon bei kleinen Betonungen durch vielfältig erprobte Ben- und Elektro-Antriebe Gewähr für zuverlässige Arbeit und durch 9000 Schwingungen/min. Sicherheit bei der Erreichung hoher Betonqualitäten. Leistungsstark, robust.



GEBRÜDER WACKER, KOMMANDITGESELLSCHAFT
MÜNCHEN 13 · RUF: 38021 · FERNSCHREIBER: 0523133

BAUMASCHINEN IN ALLER WELT

neuezeitlich
wirtschaftlich
leistungsfähig

Verlangen Sie bitte
Spezialofferte

MASCHINENFABRIK OTTO KAISER KG.

ST JÜNGERT / SAAR
OBERLAHNSTEIN / RHEIN

STROM- UND HAFENBAU

NASSBAGGER- U. SPÜLARBEITEN

DUKERVERLEGUNGEN

KIES- UND SANDBAGGEREIE

SCHIFFFAHRT

HEINRICH HIRDES

GMBH · DUISBURG



Anregungen

zum richtigen Zeitpunkt können zu wertvollen Erkenntnissen führen. So hat der Anblick des sich hebenden und senkenden Deckels eines Topfes mit kochendem Wasser James Watt zur Entdeckung der Dampfkraft und zur Erfindung der Dampfmaschine angeregt.



Nicht immer müssen Anregungen zu umwälzenden Entdeckungen führen. Auch bei täglichen Problemen kann ein richtiger Fingerzeig eine nutzbringende Entwicklung einleiten.

Um unseren zahlreichen Abnehmern wertvolle Anregungen für den Einsatz geeigneter Stähle und die Anwendung vereinfachter Herstellungsverfahren zu geben, haben wir seit Jahren eine besondere Kundenberatung eingerichtet. Erfahrene Ingenieure und Werkstoff-Fachleute stehen Ihnen jederzeit mit ihrem Rat zur Verfügung.

HOESCH-WESTFALENHÜTTE AG DORTMUND

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING., DR.-ING. E. H. F. SCHLEICHER† AACHEN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

2. JAHRGANG JULI 1957 HEFT 7

Inhaltsübersicht

Seite

Ferdinand Schleicher † 237

Dr.-Ing. H. Minetti, Wiesbaden:

DK 699.85 : 624.9 : 721

Baulicher Luftschutz von Hochbauten.

Mit 4 Abbildungen 239

Ministerialrat Dr.-Ing. W. Klingenberg, Bonn:

DK 624.21 : 625.745.12 : 625.711.1/.3 (43)

Brückenbauten an Bundesfernstraßen.

Mit 19 Abbildungen 245

Dr.-Ing. J. Geiger, Augsburg:

DK 624.97 : 534.1

Bemerkenswerte Schwingungen an Türmen und ihre Beseitigung.

Mit 7 Abbildungen 259

Dipl.-Ing. Th. Jaeger, Dresden:

DK 624 : 727.5 : 061.62 : 621.384 CERN (494.421)

Die Bauten des CERN in Genf.

Mit 20 Abbildungen 262

Kurze Technische Berichte

DK 624.5 (44)

Hängebrücke über die Seine bei Tancarville.

Mit 7 Abbildungen 275

DK 624.074.2 : 725.826.4 (454.31)

Die Kuppel vom Sportpalast in Bologna.

Mit 4 Abbildungen 277

DK 624.55.004.67 (747)

Auswechseln der Hänger und Kabelschellen bei der Manhattan Hängebrücke in New York.

Mit 5 Abbildungen 279

DK 627.219 (73)

Neuer Erzverladehafen an den Großen Seen von Nordamerika.

Mit 4 Abbildungen 280

DK 725.381 : 624.025.4.057.4 : 69.059.25

Wiederaufrichtung einer windschiefen Garage.

Mit 1 Abbildung 281

Buchbesprechungen 282

Neuerscheinungen 283

Verschiedenes 283

bau-AG. tätig, bis ihn die Aachener Hochschule wieder als Ordinarius gewann.

S. selbst sah in den von ihm behandelten Fragen der elastischen und plastischen Stabilität und der Aussteifung von Blechwänden den wichtigsten Teil seiner wissenschaftlichen Arbeit. In seinen außerordentlich fruchtbaren Hochschullehrerjahren von 1934 bis 1945 erschienen über dieses Gebiet zahlreiche Arbeiten aus seiner Feder und der seiner Schüler. Eine große Zahl anderer Probleme war Gegenstand seiner Arbeiten, so z. B. kritische Spannungszustände wie der Spannungszustand an der Fließgrenze, das Maß für die Höhe der Dauerbeanspruchung u. a., das schwere Seil, Theorie des Baugrundes, Senkungen von Fundamenten, Senkungsmittelwert und Ähnlichkeitsbedingung. Die laudatio, mit der die Techn. Hochschule Braunschweig ihn im Jahre 1956 Ehren halber zum Dr.-Ing. promovierte, hat die treffende Formulierung: „In Anerkennung seiner für die Entwicklung des Stahlbaues grundlegenden Arbeiten und seiner großen Verdienste um die allgemeine Förderung der Bauingenieur-Wissenschaften.“ Seine ausgezeichnete mathematisch-mechanische Grundausbildung war sein nie versagendes Werkzeug, mit

dem er jedes Problem anpackte. So wurde S. auch als Hochschullehrer nicht müde, immer wieder auf die überragende Bedeutung der Grundlagen hinzuweisen.

Begabung und Fleiß, beides ist notwendig, um außergewöhnliche Leistungen zu erzielen, und beides war ihm zuteil. In den Karlsruher Assistentenjahren, die ich mit ihm zusammen verlebte, fing sein Arbeitstag morgens um 5 Uhr an. Dabei war er kein Eigenbrötler. Er war ein guter Kamerad, er war fröhlich unter Fröhlichen, schlagfertig und von treffendem Witz. Er hatte die kostbare Eigenschaft, Freundschaft halten zu können. Ein offenes Wort übelnehmen war ihm fremd, und er setzte dies auch bei anderen voraus.

Schleicher hatte sich vorgenommen, sich in seinem letzten, dem Aachener Lebensabschnitt, der wissenschaftlichen Arbeit ohne Hetze hinzugeben. Er war hochmusikalisch und wollte nun auch wieder selber musizieren. Er baute sich in Aachen ein Haus. Da starb er ganz unerwartet in der Nacht vom 7. zum 8. Juni 1957, nachdem er noch am Tage vorher eine Vorlesung gehalten hatte und mit Freunden zusammengewesen war.

Mit seiner Familie trauern seine Freunde, seine Schüler, trauert die Fachwelt um den Verlust eines hervorragenden Mannes.

A. Mehmel,
Darmstadt

Als im Jahre 1936 Professor Dr.-Ing. E. Probst gezwungen wurde, die Schriftleitung der Zeitschrift „Der Bauingenieur“ niederzulegen, übernahm auf seine Empfehlung Herr Professor Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher die Herausgabe dieser Zeitschrift, die er dann unter ständiger Mitarbeit von Professor Dr.-Ing. A. Mehmel 20 Jahre lang geleitet hat.

Sein früher, unerwarteter Tod beraubt den Springer-Verlag eines seiner wichtigsten Mitarbeiter und eines treuen Freundes, der es mit hervorragenden Fachkenntnissen und unermüdlichem Fleiß verstanden hat, dieser Zeitschrift in den Nachkriegsjahren im In- und Ausland wieder allgemeine Anerkennung zu verschaffen.

Das von ihm schon in zwei Auflagen herausgegebene Taschenbuch für Bauingenieure, für das er eine große Zahl hervorragender Fachwissenschaftler gewinnen

konnte und dessen sorgfältiger Redigierung er sich durch viele Jahre auf das Gewissenhafteste widmete, ist ein weiterer Beweis für sein Können und für sein Verständnis für das, was der Bauingenieur und ebenso der Studierende dieses Faches für Studium und Praxis benötigen.

Als Herausgeber der von Professor Otzen begründeten Handbibliothek für Bauingenieure und als Berater bei dem Ausbau weiterer bautechnischer Literatur hat Herr Professor Schleicher mit seinen vielseitigen wissenschaftlichen und praktischen Kenntnissen sich dem Verlag stets bereitwillig und mit Erfolg zur Verfügung gestellt.

Der Springer-Verlag wird diesem hervorragenden Mann, mit dem die Inhaber des Verlages in langjähriger Freundschaft und nie getrübler Zusammenarbeit eng verbunden waren, ein treues Gedenken bewahren.

Springer-Verlag
Berlin

Baulicher Luftschutz von Hochbauten

Von Dr.-Ing. Hans Minetti, Wiesbaden

DK 699.85 : 624.9 : 721

Vorwort

Das Bundesministerium für Wohnungsbau hat im Einvernehmen mit dem Bundesministerium des Innern und nach vieljähriger Beratung durch verschiedene Fachausschüsse als Entwurf die „Richtlinien für den baulichen Luftschutz von Hochbauten — Richtlinien für Bemessung und Ausführung —“ aufgestellt. Über Zweck, Art und Umfang der zusätzlichen Baumaßnahmen, Verbesserung des Schutzgrades, über die Grundsätze für die Berechnung und konstruktiven Empfehlungen wird nachfolgend berichtet.

1. Einleitung

Psychologische Vorbereitung zum luftschutzmäßigen Denken

Die Notwendigkeit, sich wieder mit den mannigfaltigen Aufgaben eines Luftschutzes, richtiger gesagt, mit den Geboten eines verbesserten Schutzes von Leben und Gut der Zivilbevölkerung befassen zu müssen, findet in weiten Kreisen unseres Volkes nicht nur wenig Gegenliebe, sondern sogar eine betonte Ablehnung. Selbst von vielen Fachleuten werden Maßnahmen auf dem baulichen Sektor wegen der riesigen Zerstörungskräfte neuzeitlicher Kampfmittel für zwecklos angesehen. Eine derartig pessimistische Einstellung, die sich bis zu einer völligen Lethargie auf diesem Gebiet, ja bis zu einem hoffnungslosen *laissez faire* steigert, ist trotz dieser umstrittenen Waffenwirkungen nicht begründet.

Richtig ist zwar, daß die Abwehr auf nahezu allen militärischen Gebieten z. Z. wesentlich schwächer ist als der Angriff und daß es auch im Gegensatz zu früheren Jahrhunderten keine Wehrmacht mehr geben wird, die in der Lage ist, die ihr anvertraute Zivilbevölkerung auch nur einigermaßen vor den Wirren des Krieges zu schützen. Um so mehr muß man aber alle Kräfte einer Abwehr sammeln, und zwar unabhängig von einer aktiven Aufrüstung aber gleichzeitig und gleichrangig mit ihr, um die sonst bis zu einer nahezu völligen Vernichtung möglichen Verluste der Bevölkerung allen Gewalten zum Trotz einzudämmen. Daß dieses Ziel mit unseren derzeitigen technischen Mitteln und unter Achtung unserer wirtschaftlichen Leistungsfähigkeit erreicht werden kann, soll dieser Aufsatz nachzuweisen sich bemühen.

Zwar ist ein theoretischer Vollschutz nicht zu erreichen, aber die verschiedenen Maßnahmen auf dem Bausektor, wie:

Aufflockerung unserer Großstädte,

Anlage von Schutzraumbauten,

Einzel- und Sachschutz in der Industrie
und das Thema dieses Aufsatzes:

der bauliche Luftschutz von Hochbauten

können getrennt und noch mehr in gemeinsamer Folge die wahrscheinlichen Verluste unseres Volkes doch erheblich herabsetzen. Abgesehen von dem beabsichtigten gesetzlichen Zwang zum Einbau von Schutzbauten in größeren Wohnungsbauten in Großstädten muß die Beachtung der übrigen bautechnischen Maßnahmen vorläufig der freiwilligen Entscheidung des Bauherrn überlassen bleiben, so daß demgemäß auch die Mehrkosten von ihm getragen werden müssen.

Somit erscheint vorerst noch als wichtigstes Gebot des baulichen Luftschutzes überhaupt: die psychologische Schulung der deutschen Bauherren, auf daß sie bei dem Entwurf ihrer Neubauten in ihren Berechnungen und wirt-

schaftlichen Betrachtungen zwingend, ja automatisch, Überlegungen einschalten, wie sie ihr Bauwerk erstellen müssen, damit es weitgehend auch den verschiedenen Richtlinien des baulichen Luftschutzes gerecht wird. Hat ein Bauherr sich einmal zu dieser grundsätzlichen Einstellung durchgerungen, dann wird er auch von Fall zu Fall, von seinen Fachleuten gut beraten, eine Synthese finden zwischen den Geboten einer guten zweckdienlichen Friedensnutzung des Gebäudes und einer hohen Standfestigkeit gegen die zerstörenden Kräfte im Kriege in einem Umfange, daß die dadurch bedingte Steigerung der Baukosten noch vertretbar bleibt.

Es ist ein alter Spruch, daß jedes Zeitalter die Bauweise hat, die es verdient. Diese Erkenntnis hat sich bewährt von den ersten durch uns aufgedeckten Wohnstätten der Eiszeitmenschen, von den Zeiten, die zwischen Sage und Geschichte liegen, vorbei an Troja und Jericho, dann bei den mittelalterlichen Burgen, den damaligen Städten, die auf engstem Raum hinter schützenden Stadtmauern zusammengepreßt waren, und bei den Siedlungen hinter Palisadenwällen der ersten Einwanderer in Nordamerika. Immer hat man in der Geschichte der stets bedrohten und sich bedrohenden Menschheit auch bei der Gestaltung ihrer Bauten eine Symbiose gefunden zwischen Nutzungswert zu Friedenszeiten und den Erfordernissen im Hinblick auf kriegerische Wirren. Die Menschen des Abendlandes haben dieses Gebot in der Hoffnung auf eine humanere Kriegsführung in den letzten Jahrhunderten außer acht gelassen. Aber der Traum von dem Schutz der wehrlosen Frauen und Kinder ist jäh vorbei; das Atomzeitalter hat begonnen, es muß auch unsere Bauweisen zwingend kennzeichnen.

2. Erhöhung des Schutzgrades durch bauliche Maßnahmen

Der Zweck der in den Richtlinien für den baulichen Luftschutz von Hochbauten empfohlenen Maßnahmen ist: den Brandschutz und die Standfestigkeit von Neubauten und die Tragfähigkeit einiger besonders wichtiger Bauteile, wie der Decken über dem obersten Geschoß und über dem Keller, wie auch die Standfestigkeit der Treppenhäuser zu verbessern.

Damit erhebt sich die berechtigte Frage, in welchem Maße sich der Schutzgrad erhöht. Diese Frage ist leider nicht eindeutig zu beantworten, weil in den Richtlinien verschiedene Schutzstufen vorgesehen sind, und weil ferner die Bauart der Gebäude und die verwendeten tragenden Baustoffe, d. h. Stahl- und Stahlbetongebäude oder Mauerwerksbauten, von unterschiedlichem Einfluß sind. So ist der Schutzgrad unter übereinstimmender Beachtung der Richtlinien bei Stahl- und Stahlbetongebäuden größer als bei Mauerwerksbauten.

Aber die entscheidende Unbekannte in der erwähnten Fragestellung ist die Größe der das Bauwerk tatsächlich treffenden Zerstörungskräfte. Sie ist abhängig von der Art des Kampfmittels und dem Abstand des Gebäudes vom Detonationspunkt.

In sehr vielen der möglichen Fälle werden die empfohlenen Maßnahmen zwecklos bleiben, weil sowohl das verstärkte wie das nicht verstärkte Gebäude restlos zerstört werden. Es gibt aber auch bei dem Einsatz der schwersten uns jetzt bekannten Waffen auf unsere Großstädte großflächige Grenzgebiete, in denen verstärkte Gebäude die dort abgeschwächten Detonationsdrücke ohne bedeutende Schäden aufnehmen können, während diese Bauten in bisheriger Bauart noch zerstört würden.

bau-AG. tätig, bis ihn die Aachener Hochschule wieder als Ordinarius gewann.

S. selbst sah in den von ihm behandelten Fragen der elastischen und plastischen Stabilität und der Aussteifung von Blechwänden den wichtigsten Teil seiner wissenschaftlichen Arbeit. In seinen außerordentlich fruchtbaren Hochschullehrerjahren von 1934 bis 1945 erschienen über dieses Gebiet zahlreiche Arbeiten aus seiner Feder und der seiner Schüler. Eine große Zahl anderer Probleme war Gegenstand seiner Arbeiten, so z. B. kritische Spannungszustände wie der Spannungszustand an der Fließgrenze, das Maß für die Höhe der Dauerbeanspruchung u. a., das schwere Seil, Theorie des Baugrundes, Senkungen von Fundamenten, Senkungsmittelwert und Ähnlichkeitsbedingung. Die laudatio, mit der die Techn. Hochschule Braunschweig ihn im Jahre 1956 Ehren halber zum Dr.-Ing. promovierte, hat die treffende Formulierung: „In Anerkennung seiner für die Entwicklung des Stahlbaues grundlegenden Arbeiten und seiner großen Verdienste um die allgemeine Förderung der Bauingenieur-Wissenschaften.“ Seine ausgezeichnete mathematisch-mechanische Grundausbildung war sein nie versagendes Werkzeug, mit

dem er jedes Problem anpackte. So wurde S. auch als Hochschullehrer nicht müde, immer wieder auf die überragende Bedeutung der Grundlagen hinzuweisen.

Begabung und Fleiß, beides ist notwendig, um außergewöhnliche Leistungen zu erzielen, und beides war ihm zuteil. In den Karlsruher Assistentenjahren, die ich mit ihm zusammen verlebte, fing sein Arbeitstag morgens um 5 Uhr an. Dabei war er kein Eigenbrötler. Er war ein guter Kamerad, er war fröhlich unter Fröhlichen, schlagfertig und von treffendem Witz. Er hatte die kostbare Eigenschaft, Freundschaft halten zu können. Ein offenes Wort übelnehmen war ihm fremd, und er setzte dies auch bei anderen voraus.

Schleicher hatte sich vorgenommen, sich in seinem letzten, dem Aachener Lebensabschnitt, der wissenschaftlichen Arbeit ohne Hetze hinzugeben. Er war hochmusikalisch und wollte nun auch wieder selber musizieren. Er baute sich in Aachen ein Haus. Da starb er ganz unerwartet in der Nacht vom 7. zum 8. Juni 1957, nachdem er noch am Tage vorher eine Vorlesung gehalten hatte und mit Freunden zusammen gewesen war.

Mit seiner Familie trauern seine Freunde, seine Schüler, trauert die Fachwelt um den Verlust eines hervorragenden Mannes.

A. Mehmel,
Darmstadt

Als im Jahre 1936 Professor Dr.-Ing. E. Probst gezwungen wurde, die Schriftleitung der Zeitschrift „Der Bauingenieur“ niederzulegen, übernahm auf seine Empfehlung Herr Professor Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher die Herausgabe dieser Zeitschrift, die er dann unter ständiger Mitarbeit von Professor Dr.-Ing. A. Mehmel 20 Jahre lang geleitet hat.

Sein früher, unerwarteter Tod beraubt den Springer-Verlag eines seiner wichtigsten Mitarbeiter und eines treuen Freundes, der es mit hervorragenden Fachkenntnissen und unermüdlichem Fleiß verstanden hat, dieser Zeitschrift in den Nachkriegsjahren im In- und Ausland wieder allgemeine Anerkennung zu verschaffen.

Das von ihm schon in zwei Auflagen herausgegebene Taschenbuch für Bauingenieure, für das er eine große Zahl hervorragender Fachwissenschaftler gewinnen

konnte und dessen sorgfältiger Redigierung er sich durch viele Jahre auf das Gewissenhafteste widmete, ist ein weiterer Beweis für sein Können und für sein Verständnis für das, was der Bauingenieur und ebenso der Studierende dieses Faches für Studium und Praxis benötigen.

Als Herausgeber der von Professor Otzen begründeten Handbibliothek für Bauingenieure und als Berater bei dem Ausbau weiterer bautechnischer Literatur hat Herr Professor Schleicher mit seinen vielseitigen wissenschaftlichen und praktischen Kenntnissen sich dem Verlag stets bereitwillig und mit Erfolg zur Verfügung gestellt.

Der Springer-Verlag wird diesem hervorragenden Mann, mit dem die Inhaber des Verlages in langjähriger Freundschaft und nie getrübler Zusammenarbeit eng verbunden waren, ein treues Gedenken bewahren.

Springer-Verlag
Berlin

Baulicher Luftschutz von Hochbauten

Von Dr.-Ing. Hans Minetti, Wiesbaden

DK 699.85 : 624.9 : 721

Vorwort

Das Bundesministerium für Wohnungsbau hat im Einvernehmen mit dem Bundesministerium des Innern und nach vieljähriger Beratung durch verschiedene Fachausschüsse als Entwurf die „Richtlinien für den baulichen Luftschutz von Hochbauten — Richtlinien für Bemessung und Ausführung —“ aufgestellt. Über Zweck, Art und Umfang der zusätzlichen Baumaßnahmen, Verbesserung des Schutzgrades, über die Grundsätze für die Berechnung und konstruktiven Empfehlungen wird nachfolgend berichtet.

1. Einleitung

Psychologische Vorbereitung zum luftschutzmäßigen Denken

Die Notwendigkeit, sich wieder mit den mannigfaltigen Aufgaben eines Luftschutzes, richtiger gesagt, mit den Geboten eines verbesserten Schutzes von Leben und Gut der Zivilbevölkerung befassen zu müssen, findet in weiten Kreisen unseres Volkes nicht nur wenig Gegenliebe, sondern sogar eine betonte Ablehnung. Selbst von vielen Fachleuten werden Maßnahmen auf dem baulichen Sektor wegen der riesigen Zerstörungskräfte neuzeitlicher Kampfmittel für zwecklos angesehen. Eine derartig pessimistische Einstellung, die sich bis zu einer völligen Lethargie auf diesem Gebiet, ja bis zu einem hoffnungslosen *laissez faire* steigert, ist trotz dieser umstrittenen Waffenwirkungen nicht begründet.

Richtig ist zwar, daß die Abwehr auf nahezu allen militärischen Gebieten z. Z. wesentlich schwächer ist als der Angriff und daß es auch im Gegensatz zu früheren Jahrhunderten keine Wehrmacht mehr geben wird, die in der Lage ist, die ihr anvertraute Zivilbevölkerung auch nur einigermaßen vor den Wirren des Krieges zu schützen. Um so mehr muß man aber alle Kräfte einer Abwehr sammeln, und zwar unabhängig von einer aktiven Aufrüstung aber gleichzeitig und gleichrangig mit ihr, um die sonst bis zu einer nahezu völligen Vernichtung möglichen Verluste der Bevölkerung allen Gewalten zum Trotz einzudämmen. Daß dieses Ziel mit unseren derzeitigen technischen Mitteln und unter Achtung unserer wirtschaftlichen Leistungsfähigkeit erreicht werden kann, soll dieser Aufsatz nachzuweisen sich bemühen.

Zwar ist ein theoretischer Vollschutz nicht zu erreichen, aber die verschiedenen Maßnahmen auf dem Bausektor, wie:

Auflockerung unserer Großstädte,

Anlage von Schutzraumbauten,

Einzel- und Sachschutz in der Industrie
und das Thema dieses Aufsatzes:

der bauliche Luftschutz von Hochbauten

können getrennt und noch mehr in gemeinsamer Folge die wahrscheinlichen Verluste unseres Volkes doch erheblich herabsetzen. Abgesehen von dem beabsichtigten gesetzlichen Zwang zum Einbau von Schutzbauten in größeren Wohnungsbauten in Großstädten muß die Beachtung der übrigen bautechnischen Maßnahmen vorläufig der freiwilligen Entscheidung des Bauherrn überlassen bleiben, so daß demgemäß auch die Mehrkosten von ihm getragen werden müssen.

Somit erscheint vorerst noch als wichtigstes Gebot des baulichen Luftschutzes überhaupt: die psychologische Schulung der deutschen Bauherren, auf daß sie bei dem Entwurf ihrer Neubauten in ihren Berechnungen und wirt-

schaftlichen Betrachtungen zwingend, ja automatisch, Überlegungen einschalten, wie sie ihr Bauwerk erstellen müssen, damit es weitgehend auch den verschiedenen Richtlinien des baulichen Luftschutzes gerecht wird. Hat ein Bauherr sich einmal zu dieser grundsätzlichen Einstellung durchgerungen, dann wird er auch von Fall zu Fall, von seinen Fachleuten gut beraten, eine Synthese finden zwischen den Geboten einer guten zweckdienlichen Friedensnutzung des Gebäudes und einer hohen Standfestigkeit gegen die zerstörenden Kräfte im Kriege in einem Umfange, daß die dadurch bedingte Steigerung der Baukosten noch vertretbar bleibt.

Es ist ein alter Spruch, daß jedes Zeitalter die Bauweise hat, die es verdient. Diese Erkenntnis hat sich bewahrt von den ersten durch uns aufgedeckten Wohnstätten der Eiszeitmenschen, von den Zeiten, die zwischen Sage und Geschichte liegen, vorbei an Troja und Jericho, dann bei den mittelalterlichen Burgen, den damaligen Städten, die auf engstem Raum hinter schützenden Stadtmauern zusammengepreßt waren, und bei den Siedlungen hinter Palisadenwällen der ersten Einwanderer in Nordamerika. Immer hat man in der Geschichte der stets bedrohten und sich bedrohenden Menschheit auch bei der Gestaltung ihrer Bauten eine Symbiose gefunden zwischen Nutzungswert zu Friedenszeiten und den Erfordernissen im Hinblick auf kriegerische Wirren. Die Menschen des Abendlandes haben dieses Gebot in der Hoffnung auf eine humanere Kriegsführung in den letzten Jahrhunderten außer acht gelassen. Aber der Traum von dem Schutz der wehrlosen Frauen und Kinder ist jäh vorbei; das Atomzeitalter hat begonnen, es muß auch unsere Bauweisen zwingend kennzeichnen.

2. Erhöhung des Schutzgrades durch bauliche Maßnahmen

Der Zweck der in den Richtlinien für den baulichen Luftschutz von Hochbauten empfohlenen Maßnahmen ist: den Brandschutz und die Standfestigkeit von Neubauten und die Tragfähigkeit einiger besonders wichtiger Bauteile, wie der Decken über dem obersten Geschloß und über dem Keller, wie auch die Standfestigkeit der Treppenhäuser zu verbessern.

Damit erhebt sich die berechtigte Frage, in welchem Maße sich der Schutzgrad erhöht. Diese Frage ist leider nicht eindeutig zu beantworten, weil in den Richtlinien verschiedene Schutzstufen vorgesehen sind, und weil ferner die Bauart der Gebäude und die verwendeten tragenden Baustoffe, d. h. Stahl- und Stahlbetongebäude oder Mauerwerksbauten, von unterschiedlichem Einfluß sind. So ist der Schutzgrad unter übereinstimmender Beachtung der Richtlinien bei Stahl- und Stahlbetongebäuden größer als bei Mauerwerksbauten.

Aber die entscheidende Unbekannte in der erwähnten Fragestellung ist die Größe der das Bauwerk tatsächlich treffenden Zerstörungskräfte. Sie ist abhängig von der Art des Kampfmittels und dem Abstand des Gebäudes vom Detonationspunkt.

In sehr vielen der möglichen Fälle werden die empfohlenen Maßnahmen zwecklos bleiben, weil sowohl das verstärkte wie das nicht verstärkte Gebäude restlos zerstört werden. Es gibt aber auch bei dem Einsatz der schwersten uns jetzt bekannten Waffen auf unsere Großstädte großflächige Grenzgebiete, in denen verstärkte Gebäude die dort abgeschwächten Detonationsdrücke ohne bedeutende Schäden aufnehmen können, während diese Bauten in bisheriger Bauart noch zerstört würden.

Man erwartet, oder richtiger gesagt, man hofft, daß die gemäß den Richtlinien erstellten Gebäude hochwertiger Bauart noch kurzfristige Luftstöße bis zu 1,50 atü abfangen können, während Bauten üblicher Art unter allen schon angedeuteten Vorbehalten doch wohl nur Kräften in einer sehr grob geschätzten Größenordnung bis zu etwa $\frac{1}{3}$ der vorgenannten Zahl Widerstand leisten können. Unterstellt man einmal diesen Unterschied für angemessen, so würde die Fläche, die durch den bis auf 0,5 atü abklingenden Luftstoß infolge einer im Mittelpunkt der Fläche in etwa optimaler Höhe ausgelösten 2 000 000 t-TNT-Bombe ($= 100 \times A$ -Bombe) bestrichen wird, mit einem Radius von 7,5 km (1,6 km) etwa 175 km² (8 km²) umfassen. Die eingeklammerten Zahlen beziehen sich auf die Reichweite jener ersten Atombombe mit 20 000 t TNT ($= 1 \times A$ -Bombe), die über Hiroshima abgeworfen wurde. Die Teilfläche, innerhalb der der Luftstoß unter den vorgenannten Bedingungen größer als 1,50 atü ist, beträgt dagegen mit einem Radius von etwa 4,2 km (0,9 km) rund 55 km² (2,5 km²). Nimmt man eine gleichmäßige Dichte der Bebauung auf der gesamten Fläche an, so werden ohne die baulichen Luftschutzmaßnahmen 100 % (100 %) aller in dieser Fläche von 175 km² (8 km²) liegenden Gebäude zerstört, bei Beachtung der Luftschutzmaßnahmen jedoch nur etwa 32 % (32 %). Das ist ein sehr erstaunliches Ergebnis.

So sehr es auch mit Recht in den Einzelheiten bestritten werden kann, läßt es doch im großen gesehen den Schluß zu, daß bei dem Einsatz selbst schwerster thermonuclearer Waffen auf Großstädte oder schwächerer Atomwaffen auf mittelgroße Städte sicher ein wesentlicher Teil unseres Gebäudebestandes gerettet werden kann, wenn die bautechnischen Richtlinien für den Luftschutz beachtet werden. Man muß daher schon zugeben, daß die eingangs gerügte Haltung eines sich aufgebenden Verzichtes auf alle bautechnischen Luftschutzmaßnahmen nicht berechtigt ist. Die im späteren Abschnitt 8 dieses Aufsatzes gezeigten Abbildungen von Hochbauten in Hiroshima nach Abwurf der Atombombe, auf die schon an dieser Stelle wegen ihrer besonderen Bedeutung mit Nachdruck hingewiesen sei, bestätigen überzeugend diese Behauptungen.

Sehr wichtig ist in diesem Zusammenhang noch die Befürchtung, daß es in den kommenden Kriegen nicht mehr möglich ist, die Bevölkerung rechtzeitig vor schweren Angriffen zu warnen. Die Gründe sind bekannt. Man muß daher mit der erheblichen Wahrscheinlichkeit rechnen, daß große Teile der Bevölkerung sich im Augenblick der Bombendetonation in Unkenntnis des unmittelbar bevorstehenden Angriffes in ihren Wohn- oder Arbeitsstätten aufhalten. Ein erhöhter Gebäudeschutz bringt daher auch einen verstärkten Schutz für das Leben der Menschen und gewinnt durch diesen zweifachen Erfolg eine Bedeutung, deren Tragweite und technische Verwirklichung leider auch in Fachkreisen bisher in einem sehr bedauerlichen Maße verkannt werden.

3. Kosten des baulichen Luftschutzes

Trotz der somit unbestreitbaren Notwendigkeit, dem Leben unseres Volkes und seinem Gebäudebestand durch bauliche Maßnahmen einen erhöhten Schutz geben zu sollen und geben zu können, muß der Umfang dieses zusätzlichen Aufwandes im Rahmen unserer wirtschaftlichen Leistungskraft bleiben.

Man kann zu diesem Zweck naturgemäß nicht eine wirtschaftliche Bilanz oder eine Rentabilitätsberechnung aufstellen, denn Leben und Materie lassen sich nicht miteinander vergleichen. Im übrigen fragt man auch nicht nach der Rentabilität einer Wehrmacht oder von sozialen Einrichtungen oder von kulturellen Darbietungen. Sie gehören nun einmal zu den Aufgaben einer Gemeinschaft von Menschen, von denen jeder einzelne als *ξῶον πολιτικόν* nur als Teil des Ganzen leben und streben kann. Aber

man muß selbstverständlich den Umfang dieser Aufgaben den gegebenen Realitäten anpassen.

Daher hat man auch die Empfehlungen in den Richtlinien für den Schutz unserer Hochbauten so abgegrenzt und abgestuft, daß die durch ihre Beachtung bedingten Mehrkosten noch vertretbar bleiben. Besonders will man den Wohnungsbau nicht über Gebühr belasten und hat daher Ein- und Mehrfamilienhäuser bis einschließlich zwei Vollgeschossen mit ausgebautem Dachgeschoß ausgenommen und für die Wohnhäuser mit drei bis einschließlich fünf Vollgeschossen ermäßigte Forderungen aufgestellt, während für Bauten geschäftlicher oder gewerblicher Art und besonders für alle lebens- und verteidigungswichtige Bauwerke Tragwerke aus Stahl oder Stahlbeton mit einer statisch nachgewiesenen erhöhten Standfestigkeit gefordert werden.

Man hat ferner verschiedene Schutzstufen entsprechend der mutmaßlichen Gefährdung des Bauwerkes eingeführt, um auch dadurch den durchschnittlichen Mehrkostenaufwand zu verringern, und man hat schließlich die zulässigen Spannungen für diesen „Katastrophenfall“ gegenüber den üblichen Spannungen unter Gebrauchslast wesentlich heraufgesetzt.

Der Wohnungsbau wird — die Werte sind an Hand von Musterbeispielen ziemlich genau errechnet — über alles gesehen mit zusätzlichen Kosten von etwa 5 % belastet. Bei Geschäftsbauten kann dieser Prozentsatz bis auf etwa 10 % steigen.

Seine jeweilige Höhe ist, besonders bei gewerblichen und öffentlichen Bauten, im wesentlichen davon abhängig, daß bereits bei der Planung Rücksicht auf die luftschutzmäßigen Grundsätze genommen wird. Wenn man die Außenwände in große durchlaufende Glasflächen aufteilt, wenn man im Innern des Gebäudes durchgehende tragende Wände als senkrechte Scheiben ausschließt, wenn man als Umhüllung der Treppenhäuser die modernen Reißverschlüsse aus Glas vorsieht, wenn man die Querschnitte der Tragglieder stark beschränkt, und wenn die Höhe des Gebäudes ein Vielfaches seiner schmalen Seite beträgt (siehe z. B. die „Zigarrenkastenhochhäuser“), kurzum, wenn man gegen den Grundsatz, die wirtschaftliche Friedensnutzung des Gebäudes mit den Erfordernissen des Luftschutzes abzustimmen, elementar und nachhaltig verstößt, dann wächst der zusätzliche Kostenaufwand natürlich ins Untragbare.

Es muß jedoch mit allem Nachhalt darauf hingewiesen werden, daß diese Vorkehrungen nur bei Neubauten möglich sind; eine nachträgliche Verstärkung der Altbauten ist praktisch undurchführbar. Daher erscheint es auch dringend, die Bauherren auf diese unverschiebbaren Notwendigkeiten hinzuweisen, damit wenigstens bei dem restlichen Wiederaufbau unserer Großstädte mehr als bisher den neuen Anforderungen Rechnung getragen wird. Einmal Versäumtes ist auf diesem Gebiet nicht nachzuholen, Verfehltes nicht wieder gut zu machen.

4. Berechnungsgrundlagen

Es ist nun in keinem Falle beabsichtigt, die dynamische Wirkung der Luftstöße auf Bauwerke genau zu berechnen. Denn sie ist abhängig von der Größe und von der Dauer der Druckwelle, von dem gegebenen Druckausgleich, von der Verformungsmöglichkeit und der Eigenschwingungsperiode des Bauwerks und einzelner Bauglieder und liegt daher außerhalb zuverlässiger Beurteilungen, die einen umfangreichen Aufwand an Berechnungen lohnen würden. Man ersetzt diese Kräfte daher durch statische, gleichmäßig verteilte und senkrecht auf die betroffenen Bauteile wirkende Ersatzlasten, deren Größe von der Schutzstufe und dem Tragglied abhängig ist. In der Schutzstufe I beträgt die Ersatzlast 1000 kg/m² und

Tabelle 1: Rechnerische Lasten nach den Luftschutz-Richtlinien. Mindestdicken.

Bauart	Schutz- stufe	Außenwände	Treppenhauswände		Oberste Geschoßdecke		Kellerdecke	
		waagerechte Ersatzlast kg/m ²	waager. Ersatzlast kg/m ²	Wand- dicke cm	senkrechte Ersatzlast ³ kg/m ²	Decken- dicke cm	Senkrechte Ersatzlast kg/m ²	Decken- dicke cm
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Stahl- und Stahlbeton- Gebäude	1	1000	1500	$d_B \geq 30$	1000	≥ 15	1000	≥ 15
	2	500	750	$d_B \geq 30$	750	≥ 12	1000	≥ 15
	3	—	—	—	—	—	1000	≥ 12
Mauerwerks- bauten mit mehr als 5 Voll- geschossen u. öffentl. u. ge- werbl.Mauer- werksbauten	1	1000	1500	$d_B \geq 30$ $d_M \geq 36,5$	1000	≥ 15	1000	≥ 15
	2	500	750	$d_B \geq 30$ $d_M \geq 36,5$	750	≥ 12	1000	≥ 15
	3	—	—	—	—	—	1000	≥ 12
Wohnhäuser mit 3 bis 5 Voll- geschossen	1	aussteifende Trennwände Zuganker		$d_B \geq 30^1$ $d_M \geq 36,5$	1000	≥ 15	1000	≥ 15
	2			$d_B \geq 30^2$ $d_M \geq 36,5$	750	≥ 12	1000	≥ 15
	3			—	—	—	—	≥ 12

¹ nur unterhalb der 2 obersten Vollgeschosse
² nur unterhalb der 3 obersten Vollgeschosse
³ Verfolgung dieser Ersatzlast nur im obersten Geschoß

B = Beton
M = Mauerwerk

in der Schutzstufe II 500 kg/m², während in der Schutzstufe III eine Ersatzlast nicht vorgesehen ist (s. Tabelle 1). Da man den Treppenhäusern vielgeschossiger Bauten zumindestens in den unteren Geschossen wegen ihrer Bedeutung als Fluchtweg zu den im Keller oder neben den Gebäuden befindlichen Schutzbauten eine noch zusätzlich erhöhte Standfestigkeit geben will, sind die Ersatzlasten für diese Treppenhäuser noch um 50 % der vorgenannten Werte erhöht.

Der Unterschied zwischen der Größe dieser Ersatzlasten und dem besprochenen Schutzgrad (es wird erwartet, daß Gebäude der Schutzstufe I einen Luftstoß bis zu 1,0 atü, in Sonderfällen bis 1,50 atü = 15,0 t/m² aufnehmen können) verlangt eine Erläuterung: Der Luftstoß dauert mit seinem maximalen Druck selbst bei der Detonation überschwerer thermonuclearer Bomben nur sehr kurze Zeit und findet durch Umfließen des Bauwerks oder durch Öffnungen einen schnellen und erheblichen Druckausgleich. Er erzeugt daher, bezogen auf höchsten Spitzendruck in Verbindung mit dem Ausweichvermögen und der Verformbarkeit des Gebäudes, weit geringere Anstrengungen als eine ruhende statische Last gleicher Maximalgröße. Ferner haben die als räumliche Flächen-tragwerke nach diesen Richtlinien erstellten Bauten, wie ihre praktische Erprobung und nachträgliche Untersuchung z. B. in Hiroshima gezeigt hat, noch erhebliche Reserven an Tragfähigkeit gegenüber waagrecht angreifenden Kräften, so daß alle diese Überlegungen und Erkenntnisse zusammengefaßt zu der Schlußfolgerung zu berechtigen hoffen, daß hinsichtlich der Standfestigkeit eines Gebäudes die dynamische Wirkung einer kurzzeitigen Luftstoßwelle umgewandelt werden kann in eine ruhende statische Ersatzlast in der Größenordnung von nicht mehr als 10 % des in der sich frei ausbreitenden Luftstoßwelle auftretenden maximalen Spitzendruckes. Diese Annahme dürfte aber nur dann berechtigt sein, wenn die in den nachfolgenden Abschnitten beschriebenen konstruktiven Maßnahmen strengstens berücksichtigt werden, die in erster Linie das Ziel erstreben, daß das gesamte Bauwerk mit seinen einzelnen Bauteilen als ein räumliches, nach allen drei Hauptrichtungen geschlossenes und vielfach durch

Scheiben versteiftes Tragwerk hoher Seitensteifigkeit die anfallende Belastung aufnimmt.

Die für die oberste Geschoßdecke vorgesehenen Ersatzlasten sollen nur in den senkrechten Traggliedern des folgenden Geschosses berücksichtigt werden und können daher in den nächsten Geschossen vernachlässigt werden.

Wie bereits erwähnt, sind zur Aufnahme der Ersatzlasten erhöhte Spannungen zulässig, die die Tragfähigkeit des Baustoffes im Bereich der Streckgrenze oder einer noch tragbaren Verformung unter Beachtung eines gewissen Sicherheitsfaktors bei unvermeidbaren Güteschwankungen des Baustoffes erreichen.

Die Zweckmäßigkeit dieser Vorschrift ist umstritten. Sie hat zweifellos den Vorteil, daß gewisse durch

Eigengewicht und Gebrauchslasten bereits hoch beanspruchte Bauglieder auch die zusätzlichen Ersatzlasten durch Inanspruchnahme der vorhandenen Sicherheitsreserven mit diesen erhöhten Spannungen ohne jede Querschnittsverstärkung tragen können. Würde man dagegen die Ersatzlasten ermäßigen, sie aber mit Spannungen üblicher Art aufnehmen, so müßten fast alle Querschnitte verstärkt werden. Die empfohlene Lösung hat aber den großen Nachteil, daß eine zweifache Berechnung erforderlich wird, einmal für den Normalfall mit Gebrauchslasten und üblichen Spannungen und ferner für den Katastrophenfall mit erhöhten Spannungen. Das kann zu einer sehr erheblichen Arbeitsmehrung für die berechnenden Ingenieure führen und wird sich auf die freiwillige Beachtung der Richtlinien zweifellos hemmend auswirken. Man will sich daher auch auf dem großen Teilgebiet des Wohnungsbaues bei der Berechnung der Decken über dem obersten Geschoß und dem Keller (für die übrigen Decken sind keine Ersatzlasten vorgesehen) nur mit einer statischen Berechnung für den Katastrophenfall begnügen, damit bei diesen so zahlreichen Bauten jeder zusätzliche Aufwand für Berechnungen entfällt.

Man sollte aber darüber hinaus durch Erörterung in weit verbreiteten Fachkreisen noch einmal die Frage überprüfen, ob nicht auch noch für die Hochbauten des konstruktiven Ingenieurbauwes das erwähnte zweite Berechnungsverfahren, nämlich mit ermäßigten Ersatzlasten und normalen Spannungen, aus Gründen der Arbeitersparnis gegenüber dem jetzigen Vorschlag den Vorzug verdient.

5. Baustoffe und Bauarten

Umfang und Art sowohl der statischen Berechnung wie auch der konstruktiven Grundsätze zwecks Verbesserung der Standfestigkeit unserer Hochbauten sind wesentlich von dem Baustoff der Tragglieder abhängig.

Aus diesem Grunde werden in den Richtlinien die Hochbauten in zwei Hauptgruppen unterteilt, nämlich in Stahl- und Stahlbetonbauten und Mauerwerksbauten.

Die Stahl- und Stahlbetonbauten haben den unbestreitbaren Vorzug, daß die aus diesen Baustoffen hergestellten Tragglieder in jedem Querschnitt klar bestimmbare Festigkeitseigenschaften besitzen, daß sie zuverlässig zug-, druck-, biege- und schubfest miteinander verbunden werden können, und daß daher auch der Kräftefluß und die durch ihn hervorgerufenen Anstrengungen eindeutig ermittelt werden können.

Die schon mehrfach erwähnte Notwendigkeit eines räumlichen Zusammenwirkens aller Bauteile ist daher bei diesen Bauarten sicher zu erfüllen. Daher wird ihnen auch eine erhöhte Standfestigkeit zugesprochen und ihre Verwendung für alle lebens- und verteidigungswichtige Bauwerke empfohlen.

Diese Erkenntnis ist ein wichtiger Grundsatz luftschutzgerechten Bauens.

Durch die Eigenschaft des Stahlbetons, monolithisch Decken und Träger, Wände und Stützen zu einem Ganzen vereinen zu können, wird der Stahlbeton im Dienste des Bauens im Atomzeitalter gegenüber seiner bereits jetzt führenden Bedeutung im konstruktiven Hochbau eine zweifellos noch erheblich steigende Verwendung finden, eine Tatsache, die sich auch im Baustil der Zukunft ausprägen wird.

Diese Bevorzugung des Stahlbetons soll aber nicht zu einer übermäßigen Einschränkung der Mauerwerksbauten führen. Diese Bauart wird auch künftighin überwiegend für Wohnungsbauten bis einschließlich fünf Vollgeschosse verwendet werden. Da ein rechnerischer Nachweis für die Aufnahme und Ableitung der Lasten bei Mauerwerksbauten nicht möglich oder im Hinblick auf den nicht sicher bekannten Kraftübergang zwischen den einzelnen Bauteilen, wie Wände und Decken, höchst unzuverlässig ist, will man die Standfestigkeit für diese Gebäudearten nicht durch statische Berechnung untersuchen, sondern empfiehlt nur die Beachtung konstruktiver Maßnahmen.

Dadurch entfällt im Wohnungsbau in Verbindung mit den vorangegangenen Bemerkungen über die Berechnung und Bemessung der Geschockdecken jeder zusätzliche Aufwand an statischen Berechnungen.

Man nimmt so im Wohnungsbau die Nachteile einer gewissen verminderten Standfestigkeit des Mauerwerksbaues gegenüber den Stahl- und Stahlbetongebäuden mit Rücksicht auf volkswirtschaftliche Belange, auf Preiswürdigkeit und wohntechnische Eigenschaften in Kauf, sollte dann aber diese Nachteile durch eine umfassende Beachtung der konstruktiven Verbesserungsvorschläge im möglichen Umfang wieder auszugleichen versuchen.

Die Richtlinien sehen schließlich noch Mauerwerksbauten mit höheren Anforderungen vor, die als Gebäude von besonderer Bedeutung nicht in die Gruppe der Wohnungsbauten fallen. An die Berechnung und Ausführung dieser Gebäude werden theoretisch etwa die gleichen Anforderungen gestellt wie an die Stahl- und Stahlbetongebäude. Sie lassen sich aber zumindest bei dem derzeitigen Stand der für Mauerwerk verfügbaren Baustoffe nicht im wirtschaftlichen Wettbewerb erfüllen, so daß sie in klarer Erkenntnis der luftschutzgerechten Notwendigkeiten den Mauerwerksbau in diesem Bereich unserer Hochbauten von selbst ausschließen dürften.

Daß schließlich zur Erhöhung des Feuerschutzes das Holz als tragender Baustoff mit Ausnahme des Dachstuhles ausgeschlossen ist und auch im Ausbau eine möglichst beschränkte Verwendung finden sollte, ist eine Forderung, die bereits in den letzten Jahren des vergangenen Krieges erhoben wurde, aber leider in den folgenden Nachkriegsjahren nicht überall die gebührende Beachtung gefunden hat.

6. Konstruktive Grundsätze für Stahlbetongebäude

Bei dieser gemäß den Überlegungen im vorangegangenen Abschnitt in luftschutzmäßiger Hinsicht vorteilhaftesten Bauart unterscheidet man drei Tragsysteme:

a) Gerippebauart

Alle Lasten werden durch die Decken auf die rahmenartigen Stützentragwerke in den Baugrund abgeleitet. Die Wände sind nicht tragende Ausfachungen.

b) Scheibenbauart

Die senkrechten Lasten werden wie bei der Gerippebauart überwiegend durch Säulen aufgenommen, während die waagrechten Lasten durch die als horizontale Scheiben wirkenden Decken überwiegend in Richtung der schmalen Gebäudeseite auf lotrechte Scheiben übertragen werden.

c) Kastenbauart

Alle Lasten werden von Wänden übernommen, die parallel zu beiden Hauptrichtungen des Gebäudes verlaufen und so geschlossene Zellen bilden und an ihren Kreuzungen kraftschlüssig miteinander verbunden sind.

Dabei ist es notwendig, noch die verschiedenen Konstruktionsmöglichkeiten für die äußeren und inneren Trennwände zu untersuchen.

Soweit diese Wände nicht bereits als tragende Scheiben in der Bauart gem. vorstehenden Ziffern b oder c) ausgebildet sind, kann man sie so bemessen, daß sie entweder dem Luftstoß widerstehen oder „ausgeblasen“ werden. Ausblasbare Wände werden den schnellen Druckausgleich der angreifenden Luftstoßwelle erleichtern und verhindern dann eine Überleitung der Stoßkräfte von den Wänden auf das Tragwerk, wobei es jedoch zweifelhaft bleibt, ob auch der erste, sehr kurze oder starke Impulsstoß bereits durch das Nachgeben der Wände abgefangen wird. Zweifellos aber wird durch solche ausblasbaren Wände, wenn ihre Wirkung nicht durch feste Einbauten im Innern des Gebäudes wieder abgeschwächt wird, das Tragwerk entlastet. Das ist ein klarer Vorteil. Dieser Tatsache ist auch in den Richtlinien dadurch Rechnung getragen, daß bei Hallen mit ausblasbaren Wänden die waagrechten Ersatzlasten um 25 % ermäßigt werden dürfen, während man nach Auffassung des Verfassers zu Unrecht diese Lastenabminderung für Gerippebauten mit Ausfachungen wegen möglicher Einbauten vorläufig noch nicht gestatten will.

Diese Bauart hat aber den großen Nachteil, daß die in diesen Räumen durch den Angriff überraschten Menschen tödlich gefährdet sind, und daß die Wiederherstellung des Gebäudes in Kriegszeiten unmöglich und später mit einem hohen Kostenaufwand verbunden ist. Ausblasbare Wände sollte man daher nur für solche Gebäude oder Gebäudeabschnitte vorsehen, auf deren Benutzung man von Beginn des Krieges an verzichtet.

Legt man aber Wert darauf, daß auch die Wände dem Luftstoß widerstehen, so müssen sie zur Aufnahme der entsprechenden Ersatzlasten bemessen werden und sollten dann zweckmäßig als Fensterbrüstungen, erhöhte Stürze oder volle Wände aus Stahlbeton hergestellt und kraftschlüssig mit den anschließenden Traggliedern, den Decken und Stützen, verbunden werden, so daß sie als Wandträger mit ausgesparten Öffnungen scheibenartig die Aussteifung des Gebäudes verbessern.

Die Decken sollen in Stahlbetongebäuden stets so hergestellt werden, daß sie als liegende Scheiben wirkend die waagrechten Lasten möglichst auf alle senkrechten Tragglieder überleiten. Dabei sollten die Decken über dem obersten Vollgeschoß und über dem Keller zum Zwecke einer bestmöglichen Lastverteilung zweckmäßig aus örtlich betonierten, kreuzweise bewehrten Vollplatten und

zum besseren Widerstand gegen aufschlagende Brandbomben bzw. einfallende Trümmer mit einer Mindestdicke von 15 cm in jedem Querschnitt ausgebildet werden. Für die übrigen Geschoßdecken können auch Fertigteildecken Verwendung finden, wenn sie durch einen entsprechenden Scherverbund die senkrechten Lasten verteilen und als liegende Scheibenträger die anfallenden Biegemomente und Schubkräfte aufnehmen und die Lasten nicht allein durch Reibung, sondern durch echten Verbund mit den lotrechten Scheibenwänden auf diese ableiten.

Die Verstärkung der Treppenhäuser ist wegen ihrer Verwendung als Fluchtwege zu den Schutzräumen in den Richtlinien eingehend beschrieben. Sie sind gegen die erhöhten waagrechten Ersatzlasten, die auf alle Treppenhäuserwände gleichzeitig angesetzt werden sollen, zu berechnen. Als Schutz gegen Strahlung ist eine Mindestdicke von 30 cm in Stahlbeton vorgeschrieben. Um diesen Schutz durch Fensteröffnungen möglichst wenig zu beeinträchtigen, sind diese im Kriegsfall durch Betonfertigteile, Stahlblenden oder ähnliche Hilfsmittel abzdichten. Wegen der unvermeidbaren Flurtüren wird die waagrechte Ringwirkung dieser Treppenhäuser stark beeinträchtigt oder aufgehoben, so daß man diese Wände zweckmäßig zur Aufnahme der waagrechten Ersatzlasten in der Hauptrichtung senkrecht über die Treppenpodeste bzw. Läufe spannt, und in nicht unterbrochenen waagrechten Querschnitten sowie in den Ecken auf ganzer Höhe eine zusätzliche waagrechte Bewehrung vorsieht.

Folgerichtig sind daher die Treppenläufe und Podeste ebenfalls aus Ortsbeton herzustellen und als Auflager gut mit den Wänden zu verankern.

Hinsichtlich der Lage dieser Treppenhäuser sind die bereits bestehenden Forderungen der Baupolizei zu berücksichtigen, die einen Zutritt von außen zur Rettung der Menschen, die durch örtliche Brände eingeschlossen sind, sowie sichere Maßnahmen gegen eine Verqualmung verlangen.

7. Konstruktive Grundsätze für Mauerwerksbauten

Wie bereits unter Ziff. 5 dieses Aufsatzes dargelegt, sehen die Richtlinien von einem rechnerischen Nachweis einer erhöhten Standfestigkeit durch Aufnahme waagrechter Ersatzlasten bei den üblichen Mauerwerksbauten für Wohngebäude bis einschließlich fünf Vollgeschossen ab und empfehlen nur folgende konstruktive Maßnahmen:

Bei dieser Gebäudeart kann die verbesserte Tragfähigkeit nur durch zusätzliche Anordnung von aussteifenden waagrechten und senkrechten Scheiben erzielt werden. Daher wird empfohlen, alle Trennwände zwischen den einzelnen Räumen mindestens 11,5 cm dick aus einem ebenso gleichwertigen Baustoff wie die Außenwände herzustellen und sie gleichzeitig mit ihnen im Verbund hochzuführen. Dadurch soll der in der DIN 1055, Abschn. 2.2, vorgeschriebene Mindestabstand aussteifender Querwände möglichst unterschritten werden. Diese Wände müssen bis auf die Fundamente herabgeführt werden. Sehr vorteilhaft ist es auch, wenn sie von der Vorder- zur Hinterfront durchlaufen. Öffnungen sollen erst in einem hinreichenden Abstand von der aussteifenden Außenwand zugelassen werden. Damit die Außenwände besonders in den oberen Geschossen nicht durch den Sog abgezogen werden, empfiehlt es sich, sie zweifach je Geschoß durch waagrechte Stahleinlagen mit den aussteifenden Querwänden zu verankern.

Späteren Versuchen bleibt es noch vorbehalten, festzustellen, wie sich die gem. DIN 4106 vorgesehenen Wandstärken und Wandarten hinsichtlich ihrer Biegefestigkeit zueinander verhalten. Aus luftschutzgemäßen Gründen sollte man für die Außenwände Steinarten be-

vorzuziehen, die neben einer guten Erfüllung der bisherigen Gütekriterien: Druckfestigkeit, Wärmehaltung und Schalldämmung auch ein hohes Biegemoment aufnehmen können.

Die Decken sollen grundsätzlich den Anforderungen entsprechen, die bereits im vorangegangenen Abschnitt für die Decken von Stahlbetongebäuden erhoben wurden. Ein guter Reibungsschluß zwischen Decken und Wänden ist sicherzustellen.

Die unter gewissen Voraussetzungen bereits in der DIN 1053, Abschn. 2.4, geforderten Ringanker sollen so verstärkt werden, daß sie als Zugbewehrung eines gedachten Balkens von der Höhe des darüberliegenden Geschosses dienen, so daß bei einer örtlichen Beschädigung der Außenwände des unterliegenden Geschosses die Lasten über diese Schadensstelle hinweggetragen werden und ein weiteres Aufreißen der Wände vermieden wird. Diese Anker können auch als Randbewehrung in die Massivdecken eingelegt oder als durchgehende Fensterstürze ausgebildet werden. Sie sind über allen Außenwänden und aussteifenden Querwänden anzuordnen. Um lange Berechnungen zweifelhaften Wertes zu vermeiden, ist beabsichtigt, für diese Ringanker Regelquerschnitte festzulegen, die in Tabellenform zusammengestellt werden.

Auch bei den vielgeschossigen Großwohnhäusern sind die Treppenhäuser zumindest in den unteren Geschossen als Fluchtwege zu verstärken. Am besten werden sie auch bei diesen Bauten in Stahlbeton, wie im vorangegangenen Abschnitt beschrieben, mit doppelt gekreuzten Stahleinlagen von etwa 8,0 kg/m² Wand in Güte Baustahl I ausgeführt, wobei eine besonders gute Verankerung dieser Wände mit den anschließenden gemauerten Außen- und Innenwänden zu beachten ist. Will man dagegen diese Wände mauern, so wird eine Mindestdicke von 36,5 cm und ein Mindestgewicht von 650 kg/m² gefordert. Auch dieses Mauerwerk soll zweilagig senkrecht mit etwa 10 kg/m² Stahl I bewehrt werden und zusätzlich waagrechte Stahleinlagen in den Ecken erhalten. Z. Z. ist eine derartige Ausführung mit dem verfügbaren Steinmaterial kaum möglich, so daß die erwähnten Stahlbetonwände den Vorzug verdienen. Auch hier will man Regelquerschnitte in Tabellenform zusammenstellen, so daß zusätzliche Berechnungen entfallen.

8. Bilder aus Hiroshima nach Abwurf der Atombombe

Daß die Standfestigkeit der Hochbauten durch konstruktive Maßnahmen vorerwähnter Art wesentlich erhöht wird, bestätigen einige Gebäude in Hiroshima, die dem Luftdruck durch die erste Atombombenexplosion ausgesetzt waren und von denen nachfolgend Abbildungen gezeigt werden.

Es muß dabei bedacht werden, daß die Gebäude jüngeren Baualters in Japan zur Aufnahme der durch Erdbeben ausgelösten Kräfte berechnet wurden. Die zu diesem Zweck in Japan vorgesehenen Ersatzlasten bei einer Erschütterungsziffer bis zu 20 % entsprechen in etwa den Lasten, die hier in Deutschland für die Hochbauten der Schutzstufe I mit $p = 1000 \text{ kg/m}^2$ gefordert werden. Sie unterscheiden sich aber dadurch, daß bei Erdbeben senkrechte Kräfte nicht auftreten und daher in der Berechnung der neuzeitlichen japanischen Häuser auch keine senkrechten Ersatzlasten nachgewiesen wurden.

Es zeigen:

Abb. 1: Scheibenbau in Stahlbeton 210 m vom Hypozentrum entfernt, max $p = 3,4 \text{ atü}$.

Abb. 2: Scheibenbau in Stahl- und Stahlbeton, 270 m vom Hypozentrum entfernt, max $p = 3,0 \text{ atü}$. Man beachte auch die völlige Zerstörung der Umgebung.

Abb. 3: Mauerwerksbau, 1600 m vom Hypozentrum entfernt, $\max p(k'v) = 0,5$ atü. Hier fehlen die notwendigen aussteifenden Wände. Das Gebäude ist auch durch die Brandeinwirkung stark zerstört.

Abb. 4: Leichte Holzhäuser japanischer Bauart, 2500 m vom Hypozentrum entfernt, $\max p$ 0,25 atü.



Abb. 1. Wirkung der A-Bombe in Hiroshima auf einen Stahlbetonbau in 210 m Entfernung vom Hypozentrum. Dach eingedrückt, Wände unversehrt.

Alle bei Abb. 1 bis 4 angegebenen Entfernungen beziehen sich auf die Strecke zwischen dem auf den Boden projizierten Detonationspunkt (Hypozentrum) und dem



Abb. 2. Wirkung der A-Bombe in Hiroshima auf einen Stahl- und Stahlbetonverbundbau in 270 m Entfernung vom Hypozentrum.



Abb. 3. Wirkung der A-Bombe in Hiroshima auf ein Mauerwerksgebäude in 1600 m Entfernung vom Hypozentrum.

Standort des Gebäudes. Die vermerkte Kraft p ist der theoretische Spitzendruck in der sich frei ausbreitenden Stoßwelle am Standort des Gebäudes.



Abb. 4. Wirkung einer A-Bombe auf japanische Holzhäuser in 2500 m Entfernung vom Hypozentrum.

Man vergleiche nur die Abbildungen untereinander, um zu erkennen, wie der Schadensgrad unserer Hochbauten unerwartet stark vermindert werden kann, wenn man luftschutzgerecht baut. Die abgebildeten Zeugen der Geburtsstunde des Atomzeitalters in der Kriegführung müssen auch die deutschen Bauherren mahnen!

9. Zusammenfassung

Das Ergebnis dieser Betrachtungen sei stark gerafft noch einmal zusammengefaßt:

1. Durch die Maßnahmen des bautechnischen Luftschutzes für Hochbauten, deren zusätzliche Kosten im Durchschnitt kaum mehr als 5% der üblichen Gesamtbaukosten betragen, wird der Brandschutz und die Standfestigkeit der Gebäude wesentlich erhöht, so daß der durch den Einsatz auch schwerer thermonuclearer Waffen im nächsten Kriege hervorgerufene wahrscheinliche und durchschnittliche Schadensumfang an so verstärkten Gebäuden erheblich kleiner sein dürfte als an Bauten jetzt üblicher Art.

2. Die nach ähnlichen Gesichtspunkten (Sicherung gegen Erdbeben) bereits in Hiroshima (Japan) errichteten Hochbauten, die durch den Luftstoß der dort detonierten Atombombe getroffen wurden, bestätigen die Behauptung in Ziff. 1.

3. Da eine rechtzeitige Vorwarnung der Bevölkerung im nächsten Kriege zumindest sehr zweifelhaft ist, wird auch der Schutz der in den verstärkten Gebäuden beim Angriff überraschten Menschen verbessert.

4. Der bautechnische Luftschutz von Hochbauten läßt sich nur bei Neubauten durchführen. Jetzige Unterlassungsünden sind daher nicht wiedergutzumachen.

5. Für bedeutende und lebenswichtige Gebäude kommt als Baustoff für das Tragsystem nur Stahl oder Stahlbeton in Frage. Stahlbetongebäude in Scheiben- oder Kastenbauart bieten für diese Gebäude unter wirtschaftlich günstigsten Bedingungen die größte Standfestigkeit und somit den besten Schutzgrad.

6. Für Wohngebäude bis einschließlich fünf Vollgeschosse wird man dagegen auch in Zukunft den Mauerwerksbau verwenden, dessen bisher nicht genügende Seitensteifigkeit durch eine erhöhte Anzahl aussteifender Querscheiben verbessert werden muß.

STAHLBAU HUMBOLDT

STAHLBAUTEN
aller Art

Flugzeughallen

H o c h b a u

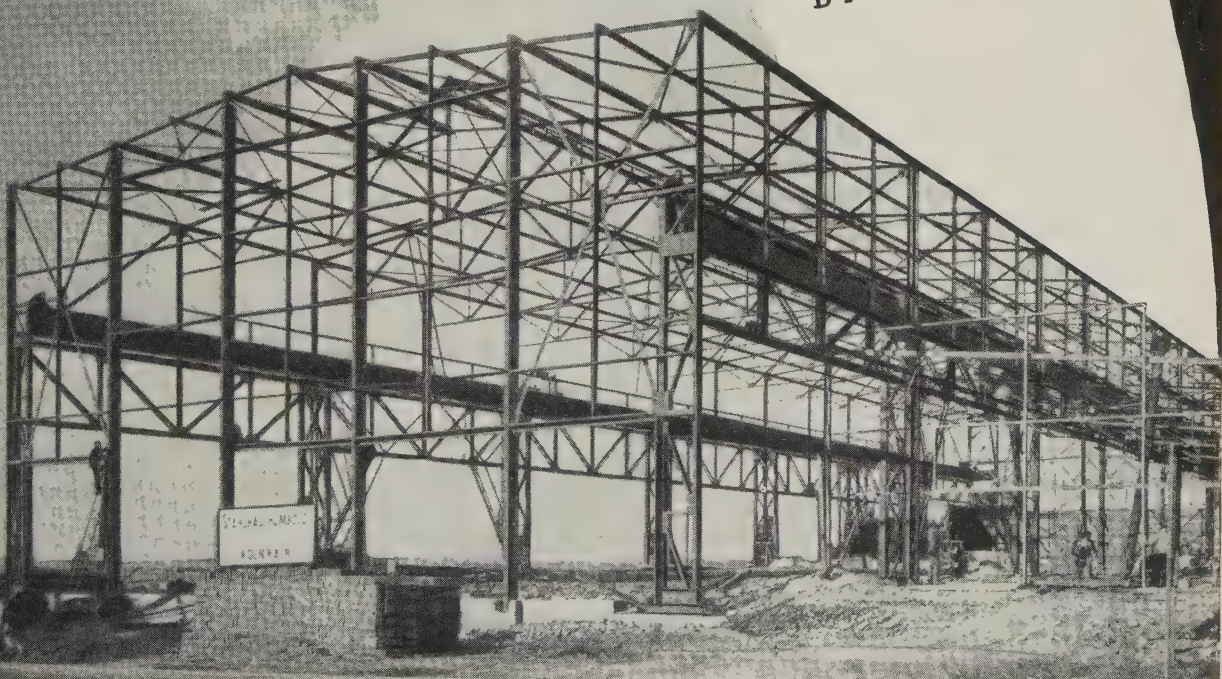
S k e l e t t b a u

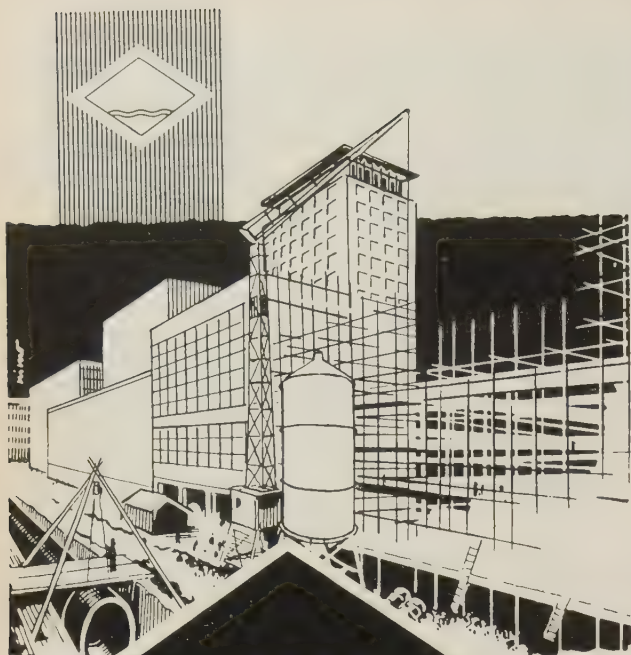
Behälterbau

Industriebau

Z e c h e n b a u

Brückenbau





INERTOL

ICOSIT

PALESIT

GUDRONOL

PLUVIOL

HYDRASFALT

TOPOL

DIE QUALITÄT

entscheidet auch beim

BAUTENSCHUTZ

Zur **Isolierung** und Abdichtung von Fundamenten, Behältern und Rohrleitungen,

zum **Schutz** von Beton, Putz und Stahl gegen Feuchtigkeit und chemische Einflüsse,

zur **Erhaltung** und Pflege von Dächern aus Asbestzement, Blech und Dachpappe

liefern wir hochentwickelte, seit Jahren bewährte Spezialanstriche, welche in vielen Fällen zugleich auch farbige Gestaltungsmöglichkeiten bieten.

Unsere reichen Erfahrungen sind Ihr Vorteil.

Wir beraten Sie gerne.

LEHLER

BAUTENSCHUTZCHEMIE

FIRMA PAUL LEHLER STUTTGART

UND GELSENKIRCHEN/BUER

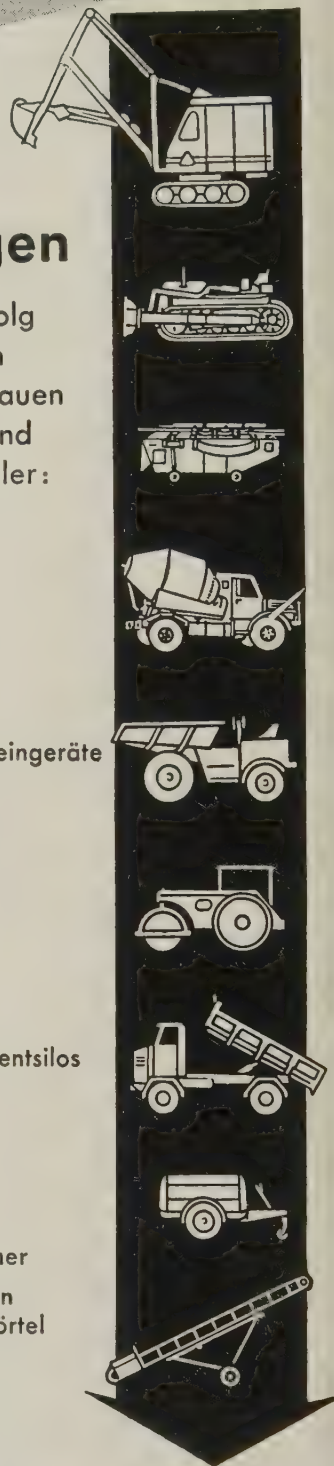


Hohe Bauleistungen

kennzeichnen den Erfolg unserer Baumaschinen und Baugeräte. Wir bauen in eigenen Fabriken und liefern als Werkshändler:

Raupenbagger
Autobagger
Mobilbagger
Autoschütter
Baudrehkrane
Baugeräte und Baukleingeräte
Betonstahl-Schneide- und -Biegemaschinen
Eimerkettenbagger
Förderanlagen
Kompressoren
Planierraupen
Rüttelverdichter
Sand-, Kies- und Zementsilos
Schwimmgreifer
Seilbahnanlagen
Straßenfertiger
Straßenwalzen
Transportbeton-Mischer
Aufbereitungsanlagen für Kies, Sand und Mörtel
Krane aller Art
Mischanlagen

5706



DOLBERG-GLASER & PFLAUM

GMBH ESSEN

Niederlassungen in: BERLIN · BREMEN · DORTMUND
FRANKFURT · HAMBURG · HANNOVER · KÖLN · MANNHEIM
STUTT GART · MÜNCHEN mit Verkaufsbüro NÜRNBERG

Brückenbauten an Bundesfernstraßen

Von Ministerialrat Dr.-Ing. W. Klingenberg, Bonn

DK 624.21 : 625.745.12 : 625.711.1/.3 (43)

Nach dem Grundgesetz ist der Bau und die Unterhaltung von Landstraßen des Fernverkehrs Aufgabe des Bundes. Er ist also Baulastträger und Eigentümer der Bundesautobahnen und Bundesstraßen. Der Bund unterhält jedoch für die Wahrnehmung dieser Aufgaben keine eigene Bauverwaltung; vielmehr verwalten die Länder als Auftragsverwaltungen die Bundesfernstraßen nach den Weisungen des Bundesministers für Verkehr. Nach dem Bundesfernstraßengesetz (FStrG) von 1953 erstreckt sich die Straßenbaulast des Bundes für die Bundesfernstraßen auf die freien Strecken einschließlich der Ortsdurchfahrten von Gemeinden, die nach der Volkszählung von 1950 nicht mehr als 9000 Einwohner hatten, desgleichen auch allgemein auf anbaufreie Ortsumgehungen.

Auf Grund dieser gesetzlichen Regelung gibt der Bund die Geldmittel für den Bau und die Unterhaltung der in seiner Baulast liegenden Bundesfernstraßen einschließlich der darin liegenden Brückenbauwerke. Für Bauwerke, die in Gemeinden mit mehr als 9000 Einwohnern im Zuge von Bundesfernstraßen liegen, kann er Zuschüsse gewähren. Für einheitliche Gestaltung der unter seine Baulast fallenden Straßenbrücken sorgt das Bundesverkehrsministerium (Abt. Straßenbau) durch entsprechende Vorschriften und Weisungen an die Länder, welche ihm die Pläne für die einzelnen Baumaßnahmen vorlegen. Die Vergabe der Arbeiten erfolgt durch die Auftragsverwaltungen, wobei Aufträge im Werte über 750 000 DM dem Bundesminister für Verkehr vor Vergabe vorzulegen sind.

Von den Brücken im Zuge der Bundesfernstraßen waren bei Kriegsende viele zerstört worden, und die Bemühungen des Bundes waren deshalb in den ersten Jahren nach dem Kriege hauptsächlich auf die Beseitigung dieser Kriegsschäden gerichtet. Diese Arbeiten sind nun im wesentlichen abgeschlossen. Von den 542 zerstört gewesenen Autobahnbrücken sind bisher 494 endgültig und 21 als Behelfsbrücken wiederhergestellt oder im Aufbau begriffen. Bei den verbleibenden 27 Lücken handelt es sich um Fälle, bei denen zunächst nur eine Fahrbahn wiederhergestellt wurde, während die andere noch offen blieb. Von den 979 zerstört gewesenen Brücken im Zuge der Bundesstraßen sind bis jetzt 876 endgültig und 98 behelfsmäßig wiederhergestellt worden, so daß nur noch 5 Lücken vorhanden sind. Es ist schon verschiedentlich darauf hingewiesen worden, daß die ungewöhnlich großen Aufgaben, welche die zuständigen Verwaltungen und die deutsche Wirtschaft bei der Beseitigung solcher Kriegsschäden nach dem Kriege zu erfüllen hatten, zu einer beachtenswerten Entwicklung in der Technik des Brückenbaues beigetragen haben. Es war deshalb in den meisten Fällen möglich, die Brücken wirtschaftlicher und gleichzeitig formschöner und für die Verkehrsbedürfnisse zweckmäßiger wiederherzustellen, als sie es zuvor gewesen waren.

Auf dem Gebiete des Stahlbaues haben sich für große Spannweiten Brücken mit Leichtfahrbahnen aus ebenem Deckblech (Orthotrope Platten) und Asphaltbelag und für mittlere Spannweiten Verbundträgerbrücken als vorteilhaft erwiesen. In beiden Fällen kann man mit erheblich kleineren Bauhöhen auskommen, als es vor dem Kriege für möglich gehalten wurde, so daß sich die Form der Deck-

brücken im Straßenbau immer mehr durchsetzt. Im Massivbrückenbau hat sich der Spannbeton rasch entwickelt und beherrscht infolge seiner Wirtschaftlichkeit einen großen Bereich des Brückenbaus, insbesondere bei mittleren Spannweiten. Auch hier ist es, wie beim Stahlbau, möglich, mit niedrigen Bauhöhen von etwa $\frac{1}{20}$ bis $\frac{1}{30}$ der Spannweite noch zweckmäßig und wirtschaftlich zu bauen. Es gibt auch Spannverfahren, bei denen eine Herstellung im freien Vorbau ohne Schwierigkeiten möglich ist. Leider hat sich — hauptsächlich aus patentrechtlichen Gründen — im Bundesgebiet eine Vielzahl von Spannverfahren entwickelt, die eine gewisse Zersplitterung in der technischen Weiterentwicklung zur Folge hat.

Im folgenden sollen nun einige bemerkenswerte Brücken, die an Bundesfernstraßen in den letzten Jahren zur Ausführung gekommen sind, kurz beschrieben und dabei allgemein interessierende Fragen behandelt werden.

Stählerne Brücken

Von den
Brücken mit ebenem Deckblech
ist die

Autobahnbrücke bei Eddersheim (Abb. 1) zu erwähnen, die mit sechs Öffnungen von $50 + 55 + 75 + 55 + 50 + 40$ m Stützweite = 325 m Länge das Maintal überquert. Wegen der in beschränktem Umfange zur Verfügung stehenden Haushaltsmittel wurde zunächst nur die Brücke im Zuge der westlichen Fahrbahn vergeben und im Juli 1953 in Verkehr genom-



Abb. 1. Autobahnbrücke über den Main bei Eddersheim. — Westl. Fahrbahn.

men, 1956 wurde dann anschließend die Brücke für die östliche Fahrbahn gebaut. Beide wurden als Stahlbrücken mit ebenem Deckblech hergestellt. Die Querschnittsgestaltung ist im einzelnen aus Abb. 2 ersichtlich. Der Fahrbahnbelag besteht aus 5 cm Gußasphalt auf geriffelter Aluminiumfolie als Abdichtung.

Obwohl die erste Brücke in der Werkstatt in üblicher Weise vorher zusammengebaut, genau ausgerichtet und dann in den Stößen aufgerieben wurde, zeigte sich nach



Abb. 3. Rheinbrücke bei Speyer.
Stählerne Strombrücke.

bestätigt. Die an die halbkreisförmigen Hohlsteifen geknüpften Erwartungen haben sich nicht erfüllt. Die nicht ausgesteiften, halbkreisförmigen Hohlsteifen änderten selbst unter symmetrischer Belastung ihre Querschnittsform und erreichten daher trotz größeren Trägheitsmomentes keine bessere Aussteifungswirkung als Flachstähle oder Wulsteisen. Wahrscheinlich hätten sich trapezförmig gekantete und möglichst noch ausgesteifte Hohlsteifen oder solche von dreieckigem Querschnitt besser verhalten, da sie als Faltwerke wirken und sich nicht so leicht verwölben können.

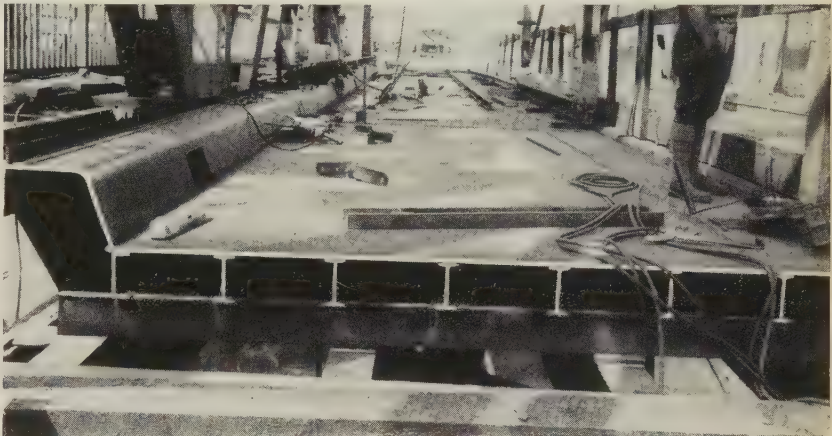


Abb. 5. Rheinbrücke bei Maxau. — Einbau der Fahrbahntafel mit ebenem Deckblech.

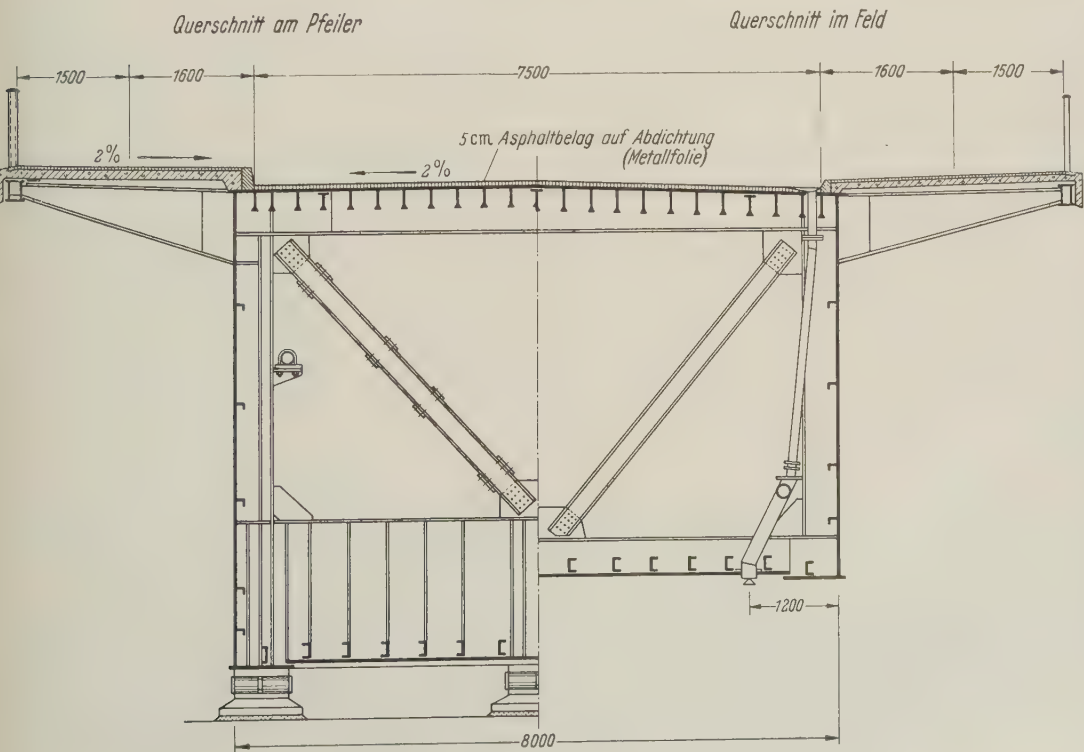


Abb. 4. Rheinbrücke bei Speyer. — Querschnitte der stählernen Strombrücke.

Die Straßenbrücke über den Rhein
bei Maxau

(Karlsruhe) ist bald nach Kriegsende als Dauerbehelfsbrücke, bestehend aus 5 Fachwerküberbauten von je 60 m Spannweite mit untenliegender Fahrbahn, wieder aufgebaut worden. Sie hatte damals einen Holzbohlenbelag erhalten, der inzwischen stark abgenutzt war und erneuert werden mußte. 1956 wurde dieser deshalb durch eine Fahrbahnkonstruktion mit ebenem Flachblech und Asphaltbelag ersetzt. Die Einzelheiten der Konstruktion sind aus Abb. 5 ersichtlich.

Die Hubbrücke über die Hunte
bei Huntebrück (Abb. 6),

nicht weit vor der Einmündung in die Weser, wurde 1953 und 1954 erbaut. Sie dient als Ersatz für die bei Kriegsende zerstörte Drehbrücke. Da die Hunte bis Oldenburg auch von kleineren Seeschiffen be-

nutzt wird, hat die Brücke bei einer Spannweite von 53,28 Metern eine lichte Durchfahrthöhe in gehobenem Zustande von 22 m erhalten. Das Anheben erfolgt von zwei seitlichen Türmen aus unter Gewichtsausgleich durch Gegengewichte. Für bewegliche Straßenbrücken sind Brücken mit Leichtfahrbahnen naturgemäß besonders wirtschaftlich, da die Verringerung der zu bewegenden Massen sich günstig auf die Bemessung des Bewegungsmechanismus auswirkt. Die Fahrbahn der Hubbrücke in Huntebrück ist deshalb als orthotrope Platte mit Asphaltbelag ausgebildet. Einzelheiten sind aus Abb. 7 zu ersehen.

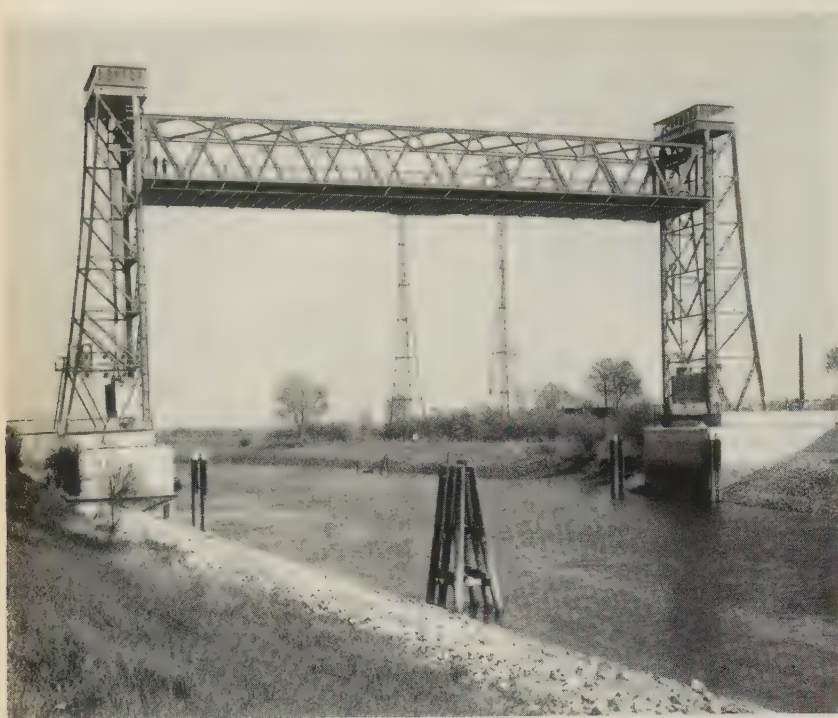


Abb. 6. Hubbrücke über die Hunte bei Huntebrück.

Querschnitt in Brückenmitte

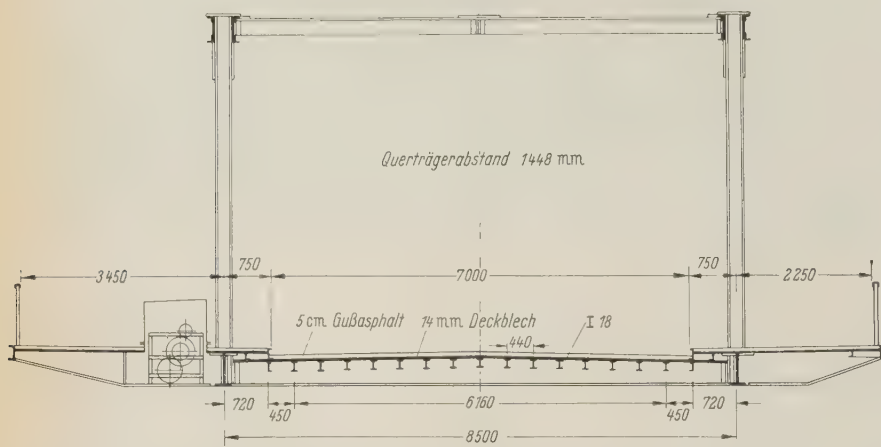


Abb. 7. Hubbrücke bei Huntebrück. — Querschnitt.

Die Straßenbrücke über die Eider bei Friedrichstadt

wurde im Jahre 1916 erbaut. Sie hat zwei feste Überbauten von je 105,8 m Spannweite, die als mit Stabbögen versteifte Vollwandträger ausgeführt wurden (Abb. 8). Zwischen beiden ist eine zweiflügelige Klappbrücke von 27,16 m Stützweite angeordnet. Die Brücke hatte eine den damaligen Verkehrsanforderungen angepaßte Fahrbahnbreite von 5,00 m, die dem derzeitigen Verkehr nicht

mehr gewachsen war. Sie wurde deshalb in den Jahren 1955/56 umgebaut (Abb. 9). Durch Verlegung des bisher innenliegenden Fußweges auf die Außenseite der östlichen Hauptträger konnte die Fahrbahn auf 6,00 m verbreitert werden. Der neue Fußweg ruht auf neu angebrachten Konsolen und hat eine Breite von 2,50 m. Bei dieser Gelegenheit wurde die alte, aus ziemlich angerosteten Belageisen mit Betonfüllung bestehende Fahrbahn der festen Überbauten durch eine orthotrope Platte mit Asphaltbelag ersetzt. Gleichzeitig wurde die Tragfähigkeit der Brücke von bisher Klasse 18 auf nunmehr Klasse 45 erhöht. Der Umbau erfolgte in 4 Stufen. Zuerst wurde der neue Fußweg angebaut. Dann mußte die Fahrbahnhälfte mit dem alten Fußweg ausgebaut und durch eine orthotrope Platte ersetzt werden, über die nun einspurig der Verkehr geleitet wurde. Im dritten Abschnitt wurde die andere Hälfte der alten Fahrbahn entfernt und die Brücke etwa in Höhe des unteren Viertels der Versteifungsträger durch ein patentverschlossenes Kabel von 84 mm ϕ mit 245 t vorgespannt. Die Spannkraft wird an den Brückenenden durch eingebaute horizontale Querscheiben auf die Hauptträger übertragen, wobei das Spannglied so angeordnet ist, daß die Vorspannkraft sich entsprechend der Lage der neu aufzunehmenden Lasten auf beide Hauptträger verteilt. Im letzten Bauabschnitt wurde die zweite Hälfte der orthotropen Platte montiert und an die erste Hälfte angeschlossen.

Die alte Klappbrücke hatte eine leichte Fahrbahn aus Holzböhlen, die mit einer Verschleißdecke aus mit Teer getränkten Hanfseilen versehen war. Sie war auf Grund eingehender Untersuchungen nur in Klasse 12 eingestuft und ihre Tragfähigkeit sollte ebenfalls auf Klasse 45 erhöht werden. Um den Antriebsmechanismus und das Gegengewicht möglichst unverändert beibehalten zu können, war es notwendig, das Eigengewicht der neuen Fahrbahn nach Möglichkeit nicht zu erhöhen und die Windangriffsfläche auf die geöffneten Klappen nicht zu vergrößern. Deshalb erhielt der neue seitlich angebaute Fußweg einen Belag aus verzink-

ten Gitterrosten und die orthotrope Fahrbahnplatte der Klappen Beläge von 13 mm Stärke, wie sie bisher nur im Schiffbau als Beläge für Schiffsdecks verwendet worden sind. Um für den Straßenbrückenbau hierin Erfahrungen zu sammeln, erhielt die eine Hälfte beider Klappen einen Semtexbelag, die andere einen Belag aus Tivoplan. Beide sind trotz ihrer geringen Dicke teurer als ein zweilagiger Asphaltbelag, waren jedoch mit Rücksicht auf die Einsparungen beim Antrieb wirtschaftlich. Eine Probe-



Abb. 8. Eiderbrücke Friedrichstadt. — Gesamtansicht.

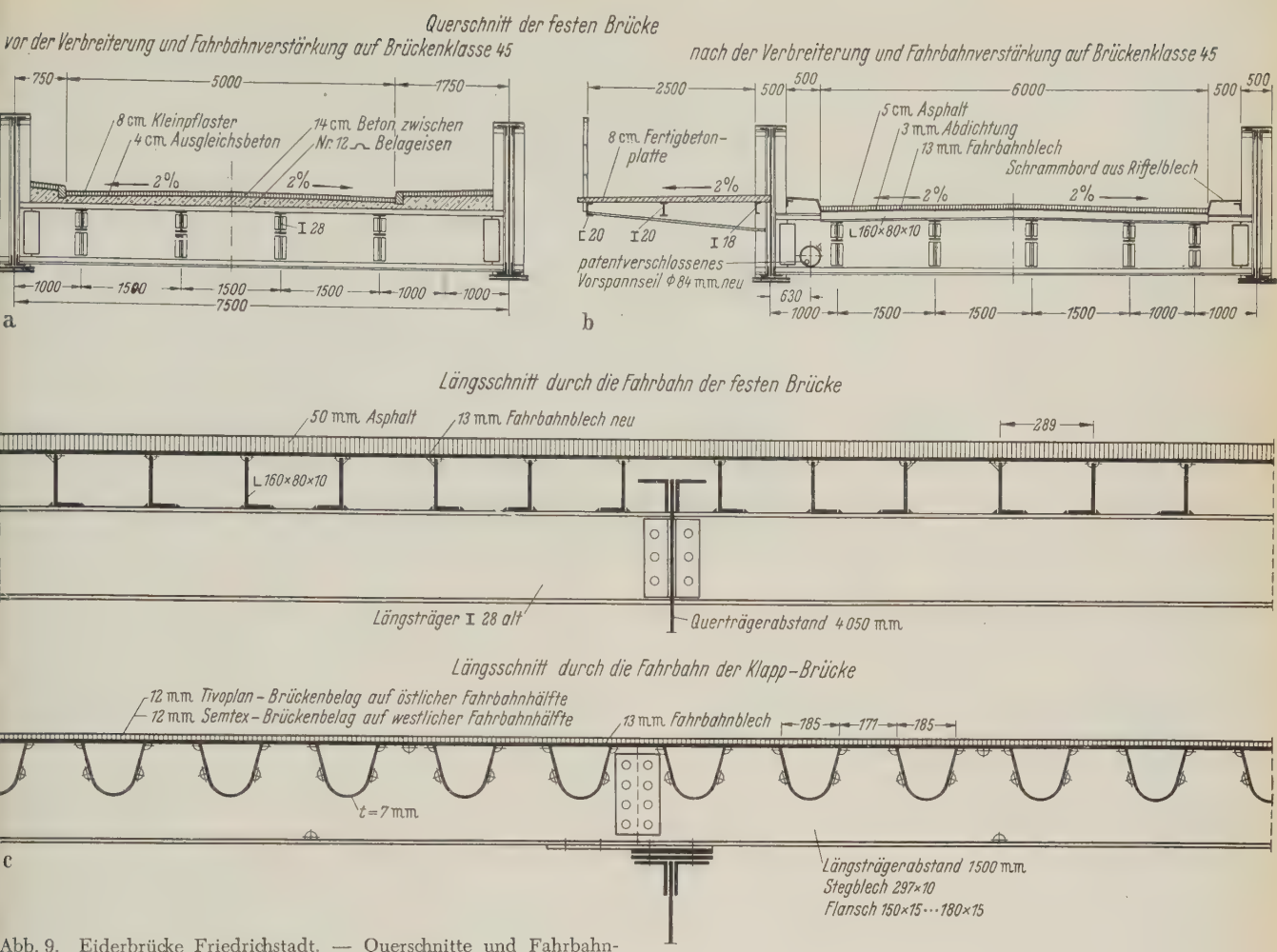


Abb. 9. Eiderbrücke Friedrichstadt. — Querschnitte und Fahrbahnkonstruktion.

tafel mit Semtex liegt seit 1955 auf der sehr stark befahrenen Rampe zur Rheinbrücke Düsseldorf-Oberkassel. Sie hatte anfangs vereinzelte Schwindrisse, die sich unter Verkehr allmählich geschlossen haben, hat sich aber im übrigen bisher gut bewährt. Der Semtexbelag auf der Klappbrücke Friedrichstadt zeigte anfangs Schwindrisse und eine örtlich begrenzte Stelle, die auf dem Deckblech nicht fest haftete und daher ausgebessert werden mußte. Sonst ist an beiden Belägen bisher nichts zu beanstanden und es bleibt abzuwarten, wie sie sich auf die Dauer bewähren werden. Derartige besonders dünne Beläge haben naturgemäß auch ihren Einfluß auf die tragende Stahlkonstruktion. Das geringe Eigengewicht wirkt sich bei größeren Spannweiten besonders auf die Hauptträger günstig aus. Andererseits hat die geringe Dicke des Belags eine kleinere Verteilungsfläche für die Radlasten zur Folge. Aus diesem Grunde wurde das 12 mm starke Deckblech der Klappbrücke in Querrichtung mit 7 mm dicken Hohlsteifen versehen, durch die das Deckblech etwa alle 18 cm unterstützt ist (Abb. 9).

In diesem Zusammenhang sei einiges über die Beläge auf Leichtfahrbahnen gesagt. Sie müssen folgenden Anforderungen entsprechen:

- sie sollen nicht zu schwer sein,
- sie müssen auf der Unterlage gut haften,
- sie sollen das Deckblech vor Korrosion schützen,
- sie dürfen nicht so weich eingestellt sein, daß sie bei Sommerhitze eine wellige Oberfläche annehmen,
- sie dürfen aber auch nicht zu hart eingestellt sein, damit sie bei strenger Kälte den Temperaturbewegungen des Deckbleches folgen können und möglichst rissefrei bleiben.

Im allgemeinen wurden bisher Asphaltbeläge von etwa 5 cm Dicke angewandt, die aus 2 Lagen bestehen und

meistens auf einer Abdichtung aus geriffelter Alufolie liegen, die vorher mit Klebmasse auf das ebene Deckblech aufgeklebt wird. Bei mehreren Brücken ist auch eine etwa 8 mm starke Mastix-Isolierung mit Erfolg verwendet worden. Diese darf jedoch nicht zu fett eingestellt werden, damit der Asphaltbelag im Sommer darauf nicht fließt. Die obere Lage des Asphaltes wird gewöhnlich etwas härter eingestellt als die untere. Anfänglich hatte man bei derartigen Brücken in Abständen von etwa 5 m Flacheisen auf das Deckblech aufgeschweißt, um ein Wandern des Asphaltes unter Verkehr zu verhindern. Ist der Asphalt jedoch hart genug eingestellt, tritt ein Wandern nicht auf, ist er dagegen zu weich eingestellt, so reichen die Flacheisen nicht aus, um ein solches zu verhindern. Bei neueren Ausführungen hat man deshalb im allgemeinen von der Anbringung solcher Stahlleisten abgesehen. Die richtige Einstellung des Asphaltes — nicht zu weich für den Sommer und nicht zu hart für den Winter — ist nicht ganz einfach, zumal außer den genormten Kriterien für die Wahl des Bitumens noch andere Einflüsse wie Aufbau des Mineralgerüsts, die richtige Verarbeitungstemperatur und Witterungseinflüsse für die Bewehrung des Belages mitbestimmend sind. Bekanntlich sind bei dem 1951 auf der westlichen Hälfte der Rheinbrücke bei Köln-Mülheim eingebauten Gußasphaltbelag dadurch Schäden entstanden, daß der Asphalt zu weich eingestellt war, im Sommer deshalb wanderte und Wellen bildete, so daß er inzwischen erneuert werden mußte. Bei der späteren Ausführung anderer Beläge hat man hieraus die Lehre gezogen und den Asphalt härter eingestellt, was naturgemäß die Gefahr von Rissen bei Frost vergrößert. Trotzdem haben sich die Beläge auf Brücken mit ebenem Deckblech in den folgenden Jahren im allgemeinen gut bewährt bis zu der strengen Kälte im Februar 1956. Bei dieser sind dann in den Be-



Abb 11. Autobahnbrücke bei Hedemünden.

Meistens handelt es sich dabei um Deckbrücken mit zwei oder mehreren Hauptträgern in geschweißter Ausführung, die durch aufgeschweißte Dübel mit der daraufliegenden fugenlosen Stahlbetonplatte schubfest verbunden sind. Letztere kann durch Montagemaßnahmen oder durch Einbau besonderer Spannglieder nach Bedarf in Längs- und Querrichtung vorgespannt werden. Durch die Verbindung beider Bauteile zu einem gemeinsamen tragenden Baukörper wird gegenüber der althergebrachten Bauweise erheblich an Material gespart. Dafür wird andererseits die statische Berechnung länger und schwieriger, weil meist auch vorübergehende Bauzustände — z. B. während des Betonierens, wenn die Platte nur als Auflast wirkt und noch keine Kräfte aufnehmen kann — mit erfaßt werden müssen, desgleichen die zeitbedingten Einflüsse von Kriechen und Schwinden. Auch die Baudurchführung erfordert eine sorgfältige Überwachung durch geschultes Personal. Wenn sich bei einzelnen Ausführungen der letzten Jahre gelegentlich Mißstände ergeben haben, dann nicht an der fertigen Brücke, sondern bei der Durchführung der Arbeiten. So ist auch der bekannte Bauunfall an der Lauterbachtalbrücke am 20. April 1954, der größeren Sachschaden zur Folge hatte, darauf zurückzuführen, daß ein nur kurzfristig wirkender Bauzustand nicht untersucht worden war. Nachdem nunmehr die Vorschriften in der DIN 1078, Ausgabe September 1955, zusammengefaßt sind und mehrere gute Fachbücher, welche die Theorie der Verbundbauweise behandeln, vorliegen, sollten auch diese Probleme keine Schwierigkeiten mehr bereiten. Verbundträgerbrücken erfordern jedoch, ebenso wie Spannbetonbrücken, stets eine erhöhte Sorgfalt bei Berechnung und Ausführung. Deshalb ist in den einschlägigen Normen für beide Bauweisen vorangestellt, daß mit der Durchführung und Bauüberwachung nur solche Personen betraut werden dürfen, die über die nötigen Fachkenntnisse verfügen.

In der DIN 1078 ist in Blatt 2 unter 6.18 schon darauf hingewiesen worden, daß bei Fachwerkquerträgern, deren Obergurt die Betonplatte bildet, Zwängungsspannungen aus Schwinden in der Querrichtung erheblich vermindert oder ganz vermieden werden können. Eine solche Ausbildung ist deshalb meist auch wirtschaftlicher als vollwandige Querträger. In manchen Fällen, insbesondere bei großen Verbundträgerbrücken mit zusätzlichen Spanngliedern für die Längsvorspannung, hat es Schwierigkeiten

bereitet, die zulässigen Werte für die Scherspannungen entlang den Dübelreihen einzuhalten. Hier kann man sich helfen, indem man diese Glieder nicht alle parallel zu den Hauptträgern verlegt, sondern einen Teil derselben haarnadelförmig um die — entsprechend rund geformten — Dübel herumführt, da hierdurch Scherspannungen entstehen, die den normalerweise vorhandenen entgegenwirken. Die Verbundbauweise ist nicht zu empfehlen für Brücken, deren Hauptträger über den Pfeilern voutenförmig stark vergrößert sind. Hierdurch werden die negativen Stützmomente und deren Einfluß auf die Feldbereiche wesentlich vergrößert; die Verbundbauweise bietet aber für die Aufnahme negativer Momente keine wirtschaftlichen Vorteile.

Im Auftrage des Bundes sind in den letzten Jahren über 70 Verbundträgerbrücken gebaut worden. Tabelle 1 gibt eine Zusammenstellung solcher Brücken.

In Spalte 8 d ist zum Vergleich das gesamte Stahlgewicht pro m^2 Brückenfläche (Konstruktionsstahl, Lager, schlaffe und vorgespannte Bewehrung) angegeben. Vergleicht man diese Werte mit Ausführungen vor dem Kriege, so zeigt sich, wieviel durch die Verbundbauweise an Stahl gespart werden kann. Wenn auch diese Angaben einen Anhalt dafür bieten können, ob eine Verbundbrücke wirtschaftlich entworfen ist, so ist andererseits zu betonen, daß eine Brücke mit dem niedrigsten Stahlaufwand nicht unbedingt auch die wirtschaftlichste und beste zu sein braucht.

Auf einige weitere Verbundbrücken — die Werra-Brücke bei Hedemünden wurde bereits oben erwähnt — sei im folgenden näher eingegangen:

Die Autobahnbrücke über das Sulzbachtal (Abb. 12)

wurde 1953/54 als Verbundträgerbrücke wiederhergestellt [4, 5]. Sie hat zwei Hauptträger in 13,00 m Abstand, die mit einer Teilung von 1,45 m durch Querträger verbunden sind (Abb. 13). Die 22 cm starke Stahlbetonplatte ist durch



Abb. 12. Autobahnbrücke über das Sulzbachtal.

Montagemaßnahmen in der Längsrichtung und durch Spannglieder längs und quer vorgespannt. Infolge der engen Querträgerabstände wirkt die Platte als Flächentragwerk, ähnlich einer orthotropen Platte.

Die Brücke über das Wildbachtal bei Finthen im Zuge der Bundesstraße 9 (Abb. 14) ist ein Durchlaufträger in Verbundkonstruktion. Sie hat 4 Hauptträger mit den Abständen 3,50 + 4,40 + 3,50 m, von denen jeweils zwei durch Verbände zu einem drehsteifen Kasten ver-

Tabelle 1. Technische Daten neuerer Straßenbrücken in Verbundkonstruktion

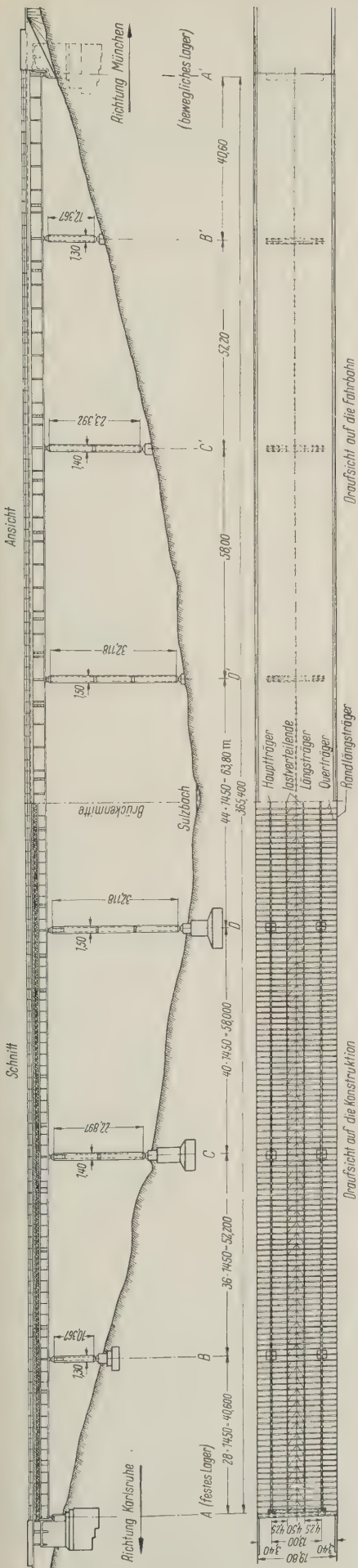
Lfd. Nr.	Bezeichnung der Straßenbrücke	Baujahr	Breite zwischen		Spannweiten (Gesamtlänge)	Brückenklasse	Verbund für g + p oder p	Anzahl der Hauptträger	Konstruktion a) St 37 b) St 52 c) Lager t	Stahlgewichte			Bemerkungen
			Hochborden m	Geländern m						Spannstahl t	Schlafte Bewehrung t	kg/m ²	
	1	2	3 a	3 b	4	5	6	7	8 a	8 b	8 c	8 d	9
1 bis 12	12 Überführungen über Autobahn als Einfeldbrücken	1951 bis 1956	4,70 bis 7,50	5,70 bis 11,30	25,00 bis 34,00	2 je Kl. 24 3 je Kl. 30 7 je Kl. 45	g + p	6 je 3 5 je 4 1 je 6	im Mittel St 37 = 145 kg/m ² St 52 = — Lager = 5 „ Bewehrung = 36 „ ges. Stahl = 186 kg/m ²				alle 12 Brücken ohne Spannstahl
13	Überführung eines Feldweges über den südl. Zubringer in km 15,496 der B 326	1956	3,50	4,50	40,00	12	g + p	2	a) — b) 34,6 c) 1,01		10,3	255	Montagejoch
14	Unterführung der Riedbahn	1956	2×11,5	29,50	25,94 (28,49)	60	g + p	12	a) 169,2 c) 5,3		28,2	241,2	Montagejoch
15	Überführung der LIO 1239 Dornstadt—Bolling bei Ulm über die BA	1952	6,0	7,8	17,5 + 17,5 (35,0)	45	g + p	3	a) 44,5 b) — c) 2,2	—	8,0	200	Heben und Senken in Brückenmitte
16	Überführung Ilgener Viehtrieb bei Heidelberg über die BA	1952 — 1953	4,0	5,0	23,5 + 23,5 (47,0)	II	g + p	2	a) 34,0 b) — c) 1,1	—	9,1	188	wie vor
17	Überführung der B 71 über die BAB bei Bockel	1954	7,0	11,20	2 × 26,00 = 52,00	60	g + p	5	a) 110 c) 5,0	—	13,2	220	Kein Verbund in Bereich des negativen Momentes
18	Überführung der LIO 164 im Zuge des BAB-Streckenabschnittes Soltau—Fallingbostel	1956	7,0	10,5	26,80 + 26,80 (53,60)	60	p	3	a) 14 b) 40 c) 0,7	—	13,0	120	Heben und Senken in Brückenmitte
19	Erlenweg	1954	4,7	5,7	2×18,0 (36,0)	30	g + p	3	a) 33,5 b) — c) 1,5	—	4,2	190	Heben und Senken der Mittelstützer
20	Norddinker Uentrop	1954	7,0	9,0	2×19,0 (38,0)	45	g + p	4	a) 49,0 b) — c) 1,9	—	9,2	176,0	wie vor
21	Wattenscheider Straße	1956	13,0	20,2	2×27,6 (55,2)	60	g + p	8	a) 154,8 b) 154,8 c) 4,8	—	41,5	181	
22	Kamener Kreuz	1956	19,0	21,55	2×25,8 (51,6)	60	g + p	7	a) 148,0 b) 148,0 c) 5,5	—	35,0	276	
23	Überführung der Mannheimer Straße	1956	6,0	8,5	2×19,83 (41,22)	30	g + p	3	a) 63,3 c) 3,0	—	12,7	225,4	Montagejoch
24	Böhmebrücke Fallingbostel B 209	1950	7,5	11,7	25,0	45	p	6	a) 73,2 c) 1,6	—	9,0	287	
25	Oertzebrücke Wolthausen B 3	1952	9,0	13,0	2×32,33 (64,66)	60	g + p	7	a) 215 c) 4,3	—	25,3	290	Vorspannung durch Trägerabsenken in den Feldmitten. Kein Verbund im Bereich des negativen Momentes
26	BAB-Brücke über die Eisenbahn bei Klecken, BAB-km 22,660 (südl. Fahrbahn)	1953	9,2	11,70	16,58+21,80+16,58 54,96	60	p	2	a) 129,5 c) 4	—	21,5	240	nur Querträgerverbund
27	Wümmebrücke Stuckenborstel BAB Hamburg—Bremen (südl. Fahrbahn)	1955	9,3	12,0	32,90	60	p	4	a) 100 c) 2	—	15,2	297	
28	Bahnhofstraße Wattenscheid	1954	17,0	23,60	40,20	60	g + p	8	a) 102,0 b) 102,0 c) 1,2	6,2	10,0	126	
29	Fußwegbrücke Hochfeld—Speldorf über die AB Berlin—Köln km 488,281	1954	2,80	3,00	2 × 17,00 (34,00)	6	g + p	2	a) 33,5 b) — c) 3,7	—	3,7	402	Vorspannung durch Montagevorgang

Tabelle 1 (Fortsetzung). Technische Daten neuerer Straßenbrücken in Verbundkonstruktion

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Straßenbrücke	Baujahr	Breite zwischen		Spannweiten (Gesamtlänge)	Brückenklasse	Verbund für g + p oder p	Anzahl der Hauptträger	Konstruktion a) St 37 b) St 52 c) Lager t	Stahlgewichte			Bemerkungen
			Hochborden m	Geländern m						Spannstahl t	Schlafte Bewehrung t	kg/m²	
	1	2	3 a	3 b	4	5	6	7	8 a	8 b	8 c	8 d	9
0	Almebrücke Paderborn	1954	8,5	12,0	41,00	60	g + p	4	a) 53,0 b) — c) 0,8	—	15,0	140	
1	Unterführung LIO 238 der Straße Birlinghoven—Dambroich unt. der AB Köln—Frankfurt km 27,243	1952	17,8	23,5	25,53	60	p	8	a) 105,9 b) — c) 2,8	—	34	237	Montagejoch
2	Unterführung LIO 238 in km 12,116 der AB Aachen—Köln	1952 1953	17,0	24,0	2 × 9,10 (18,20)	60	g + p	2 × 6	a) 49,7 b) — c) 4	4,1	10	157	
3	Unterführung Kölner Straße unter der AB Berlin—Köln km 498,096	1953	9,50	12,0	34,32	60	p	4	a) 86 b) — c) 2,6	5	8,5	248	stark schiefwinkelige Brücke
4	Unterführung der Kl.-Bahn Köln—Königsforst unter der AB Köln—Aachen km 547,970	1954	9,50	11,5	20,03	60	p	6	a) 67,4 b) — c) —	—	17,8	370	Montagejoch
5	Brücke im Zuge der BAB Hamburg—Bremen über Vedeler Brückenstr. Ostarm	1949 1950	2 × 10,15	32	24,43 bis 35,62 (i. M. 30,50)	45	g + p	10	a) 202,2 b) — c) 8,8	—	33,0	250	Vorspannen der Stahlträger vor dem Betonieren durch Überhöhung
6	Unterführung der Bundesbahn unter der B 35 bei Diebelsheim	1950	9,0	11,0	13,10 (14,00)	60	p	7	a) 36,8 b) — c) 1,2	—	33,5	464	
7	Unterführung der Bundesbahn unter der B 35 bei Heildesheim	1949 1950	9,0	12,0	16,10 (16,70)	30	p	3	a) 34,2 b) — c) 1,5	—	44,0	398	
8	Kinzigbrücke südl. Wolfach im Zuge der B 294	1955	6,0	9,0	23,00 + 27,50 (51,00)	45	g + p	5	a) 49,5 b) — c) 4,5	2,5	6,8	138	
9	Elzbrücke Unterprechtal im Zuge der B 294	1949	6,0	7,2	13,40	30	p	8	a) 12,9 b) — c) 0,5	—	3,2	172	
0	Unterführung der B 3 unter der Bundesautobahn bei Bruchhausen	1956	24,5	26,5	24,30	60	p	8	a) 14,5 b) 71,1 c) 4,8	—	39,0	200	
1	Unterführung der B 27 bei Ludwigsburg unter der BAB Stuttgart—Heilbronn	1955	8,9	12,0	15,00	60	p	4	a) 17,2 b) — c) —	—	8,7	144	
2	Unterführung der Bundesbahn Mannheim—Lampertheim bei Blumenau unter der BAB Mannheim—Kaiserslautern	1951	10,2	13,2	22,28	60	p	4	a) 39,0 b) — c) 1,5	—	15,6	190	
3	Brücke über den Kraichbach bei St. Leon im Zuge der BAB Frankfurt—Karlsruhe	1951	8,9	12,3	14,70 + 12,60 (27,30)	60	g + p	6	a) 43,6 b) — c) 2,0	—	17,0	186	Stahlstützen; nach Betonierung Stützensenkung
4	Unterführung der Main-Neckar-Bahn	1956	2 × 11,5	29,50	40,62 (42 12)	60	p	9	b) 272,2 c) 7,8	—	86,5	295	ohne Joch
5	Unterführung der B.-Bahn Offenbach—Dietzenbach	1956	2 × 11,5	29,5	23,00 (24,10)	60	g + p	10	b) 98 9 c) 3,5	—	48,1	212	Montagejoch
6	Unterführung der B.-Bahn Offenbach—Oberroden	1956	2 × 11,5	29,5	20,81 (22,33)	60	g + p	10	a) 118,0 c) 3,9	—	37,5	242	Montagejoch
7	Werrabrücke in Eschwege B 249	1955	7,5	13,0	29,00 (29,50)	60	g + p	5	a) 80 c) 1,2	—	18,2	286	Montagejoch

Tabelle 1 (Fortsetzung). Technische Daten neuerer Straßenbrücken in Verbundkonstruktion

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Straßenbrücke	Baujahr	Breite zwischen		Spannweiten (Gesamtlänge)	Brückenklasse	Verbund für g + p oder p	Anzahl der Hauptträger	Konstruktion a) St 37 b) St 52 c) Lager t	Stahlgewichte		kg/m ²	Bemerkungen
			Hochborden m	Geländern m						Spannstahl t	Schlafte Bewehrung t		
	1	2	3 a	3 b	4	5	6	7	8 a	8 b	8 c	8 d	9
48	Diemelbrücke Wrexen B 252	1951	8,0	12,2	41,00 (41,50)	60	g + p	4	a) 21,66 b) 54,57 c) 0,64	—	19,73	191	Montagejoch
49	Lippebrücke Wesel	1951	7,8	11,8	2 × 48,50 (97,00)	60	g + p	4	a) 275,0 b) — c) 10,35	10,7	27,0	283	
50	Sülzbrücke bei Altenrath km 12,251	1955	3,0	5,0	40,00 + 32,00 (72,00)	30	g + p	2	a) 19,3 b) 55,0 c) 2,8	—	14,0	253	Vorspannung durch Montagevorgang
51	Unterführung der Bundesbahn unter der B 36 bei Graben-Neudorf	1955 1956	8,5	14,5	37,35 + 36,10 (74,50)	60	p	5	a) 205 b) — c) 5,0	8,1	24,3	224	
52	Innbrücke Neu-Ötting im Zuge der B 299	1949 1950	7,0	11,8	39,01 + 42,92 + 42,92 + 39,01 (163,86)	45	g + p	2	a) 320,80 b) — c) 7,93	—	36,2	189	Heben und Senken
53	Donaubrücke in Donauwörth im Zuge der B 2/B 16	1954 1955	7,5	11,7	35,0 + 45,0 + 35,0 (115,0)	60	p	3	a) 249,30 b) — c) 8,69	—	54,67	232	Heben und Senken
54	Donaubrücke bei Ingolstadt im Zuge der BAB Nürnberg—München (westl. Überbau)	1956	8,9	10,6 (Trogbr.)	(Strombrücke:) 75 + 115 + 75 (265)	60	p	2	a) 308 b) 650 c) 11	—	75,5	375	Neubau des Strombrücken-Überbaues unter Verwendung v. 2 × 45 m teilweise erhalten. Überbaulängen. Verbund nur zw. Querträgern u. Stahlbeton-Fahrbahnplatte
55	Kinzigbrücke Biberach im Zuge der B 33	1952 1953	7,5	10,5	24,00 + 28,00 + 28,00 (76,00)	60	p	4	a) 137,0 b) — c) 7,2	—	34,2	224	
56	Kuenthalbrücke obere Fahrbahn untere Fahrbahn (an den Hauptträger der oberen angehängt)	1954 1956	8,0 6,2	12,6 8,0	33,50 + 36,85 + 43,55 + 36,85 + 33,50 (184,25) 36,85 + 43,55 + 36,85 (117,25)	60 45	p	2	a) 73,0 b) 297,0 c) 14,0	— —	121,0	154	zweistöckige Brücke in der B 3 LIO 545
57	Weserbrücke Rehme	1956	9,5	13,1	54,74 + 86,02 + 54,74 (195,50)	60	g + p	2	a) 542,0 b) — c) 18,0	—	123,0	264	
58	Haarbachtalbrücke in km 1,5 der AB Aachen—Köln	1955 1956	2 × 8,0	21,2	47,6 + 61,8 + 47,6 (157,0)	60	g + p	4	a) 128 b) 257 c) 12,5	77	160	191	Montagejoch
59	Brücke im Zuge der AB Köln—Aachen, km 62,30 (Eifeltorbahn-hof)	1955 1956	2 × 9,0	22,3	48,0 + 48,0 (96,0)	60	g + p	2 × 3 = 6	a) 41 b) 230 c) 6	21	80	177	Heben und Senken
60	Fuldabrücke Guxhagen Bw 251 westl. Fahrbahn	1954	9,1	10,7	38,5 + 56,0 + 38,5 (133,6)	60	g + p	2	a) 87,3 b) 137,2 c) 46,4	—	65,1	235	Montagejoch
61	Aubachtalbrücke (westl. Fahrbahn) BAB 31, km 85,274	1953	8,5	10,7	37,8 + 50,4 + 37,8 (126,8)	60	p	2	a) 307,9 b) — c) 20,3	53,2	19,2	295	Nachträglicher Verbund; Seilunterspannung nach Dischinger
62	Wildbachtalbrücke bei Finthen im Zuge der B 9, Umgehung Mainz	1955 1956	12,5	14,00	25,0 + 33,3 + 33,3 + 33,3 + 25,0 (150,0)	60	g + p	4	a) 202,5 b) 64,7 c) 7,3	—	172,0	213	
63	Lauterbachtalbrücke (nördl. Fahrbahn) BAB 38, km 619,0	1954 1956	9,8	11,2	48,0 + 56,0 + 64,0 + 56,0 + 48,0 (272,0)	60	p	2	a) 310,2 b) 499,6 c) 47,1	104,8	130,1	357	Verwendung eines großen Teils der alten Brücke. Vorspannung durch Montagemaßnahmen und Spannglieder
64	Sulzbachviadukt bei Denkendorf im Zuge der AB Stuttgart—Ulm	1953 1954	18,5	19,6	40,6 + 52,2 + 58,0 + 63,8 + 58,0 + 52,2 + 40,6 (365,4)	60	p	2	a) 588,5 b) 571,8 c) 120,0	93,0	114,2	208	Betonieren bei 5 m Hebung in Brückenmitte; Gewicht ohne Stützrahmen
65	Autobahnbrücke über die Werra bei Hedemünden	1951 1952	9,0	11,0	80 + 96 + 96 + 80 + 64 (416,0)	60	p	2	a) 958 b) —	53	139	257	Heben und Senken



bunden sind. Die Brücke hat zur Zeit eine Fahrbahn von 8,50 m Breite und einen Fuß- und Radweg von 4,00 m Breite. Sie ist so bemessen, daß die Fahrbahn durch Hinzunahme des Fuß- und Radweges leicht auf 13,00 m verbreitert werden kann.

Die Brücke über das Haarbachtal bei Aachen (Abb. 15) ist eine Verbundbrücke mit

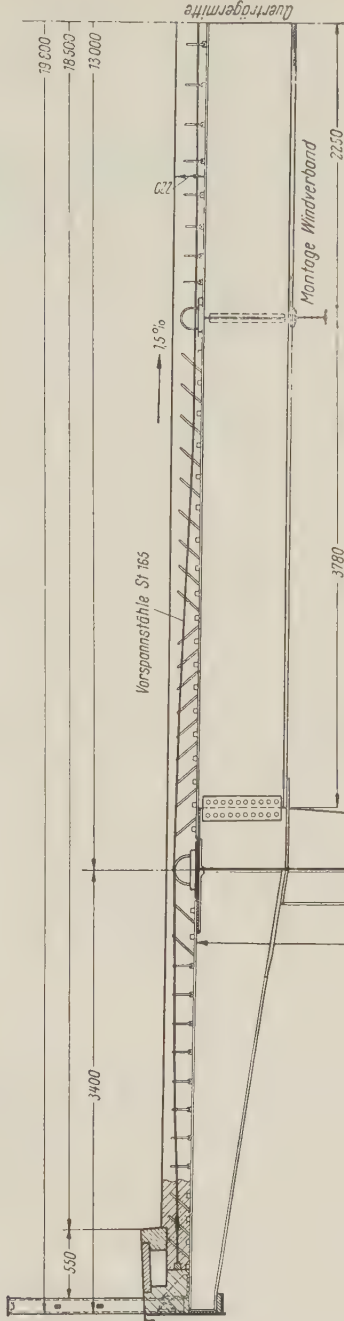


Abb. 13. Autobahnbrücke über das Sulzbachtal. — Konstruktive Gestaltung.

vier Hauptträgern in Abständen von 5,80 + 7,10 + 5,80 m. Die Stützweiten betragen 47,60 + 61,80 + 47,60 m. Im Gegensatz zu den mit Werkstein verkleideten Pfeilern der Talbrücke bei Finthen sind hier geschweißte Einzelstützen von etwa 80 × 80 cm Querschnitt in Hohlkastenform vorgesehen, die einen freien Durchblick ins Tal gestatten und wirtschaftlicher waren als Werksteinnfeiler. Die Brücke wurde 1956 erbaut.

Die Autobahnüberführung am Eifeltorbahnhof bei Köln

(Abb. 16) überbrückt als Durchlaufträger mit zwei Spannweiten von je 48,0 m die Bahngleise. Sie hat für beide Fahrbahnen getrennte Überbauten mit je drei Hauptträgern von 4,50 m Abstand. Wegen des sehr starken Zugverkehrs mußte der Einbau der einzelnen Hauptträger jeweils nachts in einer etwa einstündigen Zugpause vorgenommen werden. Trotzdem die Montage in die

sehr kalten Wintermonate des Jahres 1956 fiel, verliefen die Arbeiten reibungslos und termingemäß.

Eine Verbundträgerbrücke besonderer Art ist die zweistöckige

Straßenbrücke in Kuventhal bei Einbeck [6] im Zuge der B 3.

Bisher überquerte die Bundesstraße das etwa 30 m tiefe Tal auf einem sehr schönen, etwa 130 Jahre alten Viadukt, der jedoch für zweispurigen Verkehr zu schmal war und unter den schweren Verkehrslasten der letzten Jahre bedenkliche Schäden erkennen ließ. Zum Zwecke einer glatteren Linienführung mußte die Bundesstraße um etwa 6 m gehoben werden, während der sehr starke Orts- und Querverkehr in alter Höhenlage beizubehalten war. Auf Vorschlag des Verfassers wurde deshalb an die obere Bundesstraßenbrücke eine Brücke für den Ortsverkehr angehängt (Abb. 17). Die obere Brücke ist für Klasse 60, die untere für Klasse 45 berechnet, die Haupttragkonstruktion der

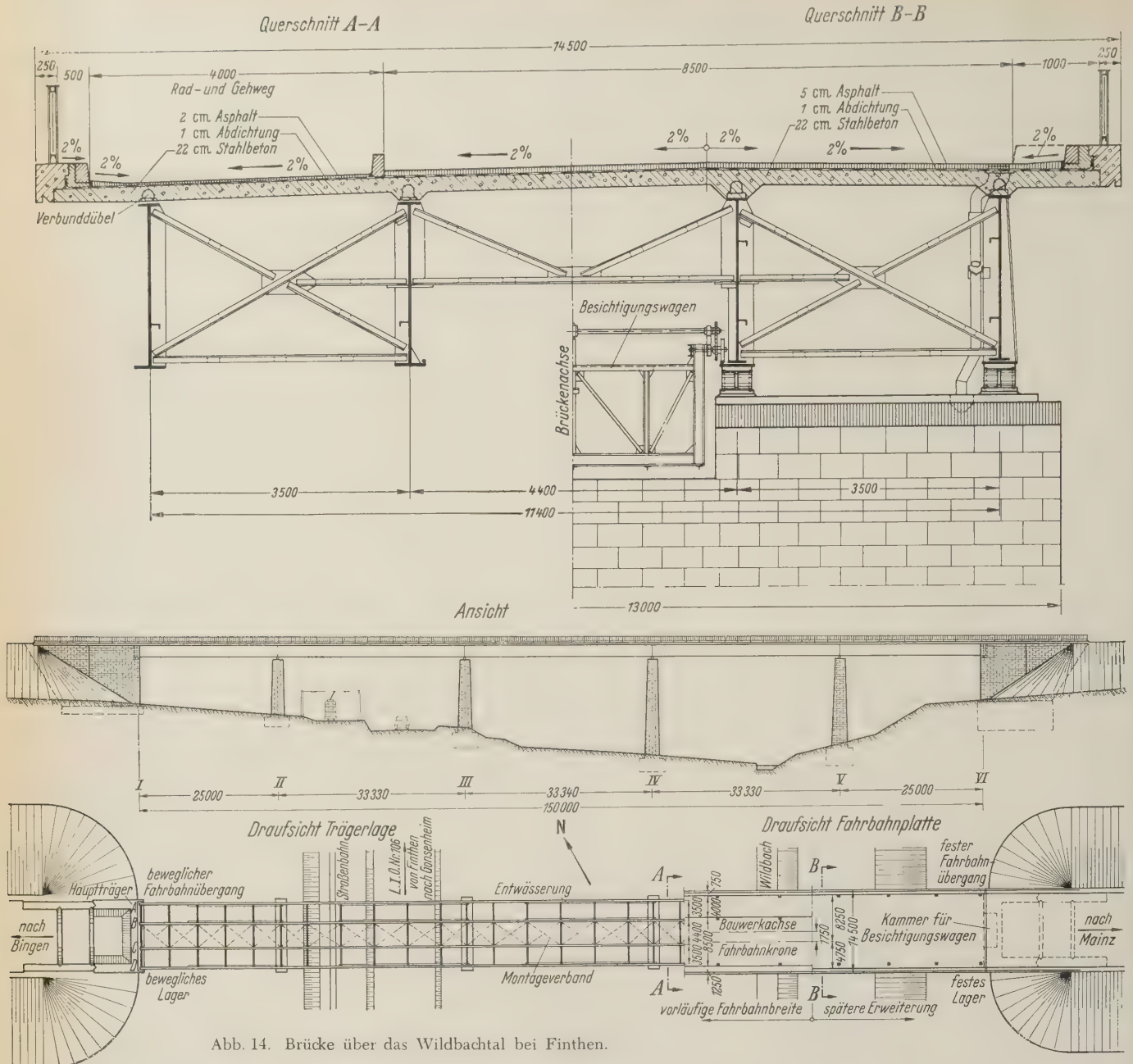


Abb. 14. Brücke über das Wildbachtal bei Finthen.



Abb. 15. Brücke über das Haarbachthal bei Aachen.

oberen jedoch nur für Klasse 60 plus angehängter Flächenlast (ohne Hauptspur und Schwerlastfahrzeug) der unteren Brücke. Beide Stockwerke wurden in Verbundkonstruktion ausgeführt.

Am Schluß der Ausführungen über Verbundträgerbrücken sei noch ein kurzer Hinweis auf die

Hängebrücke über den Rhein bei Rodenkirchen

gestattet, über die Näheres schon in zahlreichen Aufsätzen veröffentlicht wurde [7, 8, 9, 10]. Bei dieser Brücke steht die längs und quer vorgespannte Stahlbetonplatte in direktem Verbund mit den Fahrbahn-längsträgern, durch vierendeelartige Anschlüsse in Verbund mit den Querträgern und schließlich mittels eines Horizontalverbandes in elastischem Verbund mit den Versteifungsträgern. Durch diese Maßnahme konnte erheblich an Stahl gespart werden und außerdem eine auf 569 m Länge fugenlose, unmittelbar befahrene Stahlbetonplatte hergestellt werden.

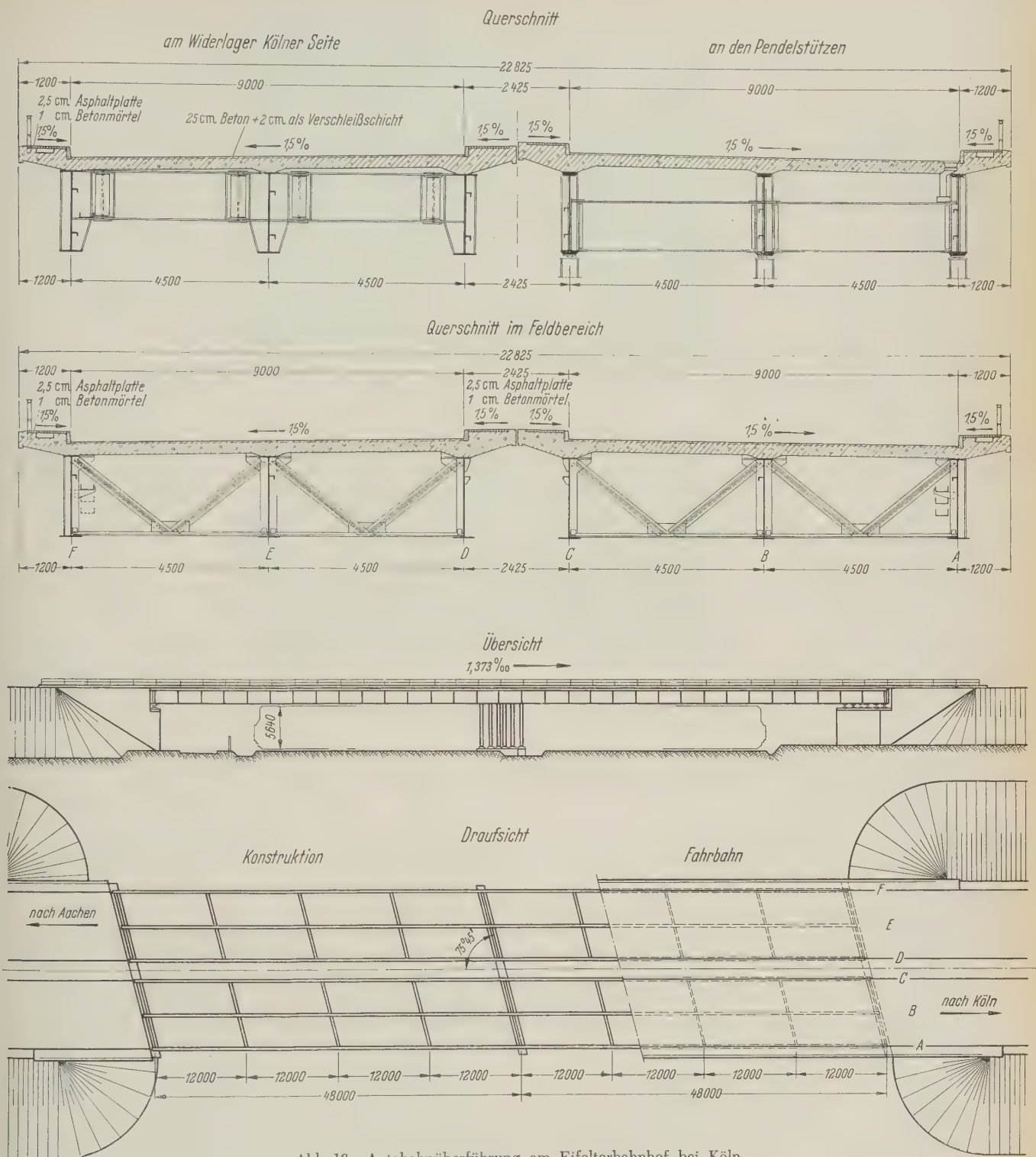


Abb. 16. Autobahnüberführung am Eifeltorbahnhof bei Köln.

Die Schaffung einer Verbundwirkung zwischen Stahlbeton-Fahrbahnplatte und Stahlkonstruktion ergab in vielen Fällen auch eine zweckmäßige Lösung, wenn es galt, bestehende Brücken instandzusetzen oder ihre Tragfähigkeit zu erhöhen. So hat sich in den letzten Jahren gezeigt, daß Fahrbahnplatten aus weit gespannten Buckel- oder Tonnenblechen, die mit unbewehrtem Zementbeton oder Asphaltbeton ausgefüllt waren — eine Bauweise, die vor dem letzten Kriege des öfteren angewendet wurde —, dem ständig zunehmenden Verkehr nicht gewachsen sind [11]. Die weit gespannten Buckelbleche sind für den unbewehrten Beton eine zu weiche Unterlage bei schweren Radlasten.

Solche Brücken mußten deshalb in den letzten Jahren fast ausnahmslos umgebaut werden. Das geschah meist in der Weise, daß der Füllbeton entfernt und durch Stahlbeton ersetzt wurde, dessen Bewehrung an den Buckelblechen angeschweißt wurde, so daß zwischen Beton und Blech eine zuverlässige Verbundsicherung entsteht (Abb. 18). Dabei sollte die Mindestdicke des Betons über den Trägern 12 cm, besser 14 cm betragen, besonders wenn die Betonplatte der Gewichtsersparnis wegen oder, um Änderungen an den Brückenenden zu vermeiden, unmittelbar befahren wird. Durch die Verbundwirkung zwischen Beton und Buckelblech werden beide auch mittragende Bestandteile für Haupt- und Querträger.

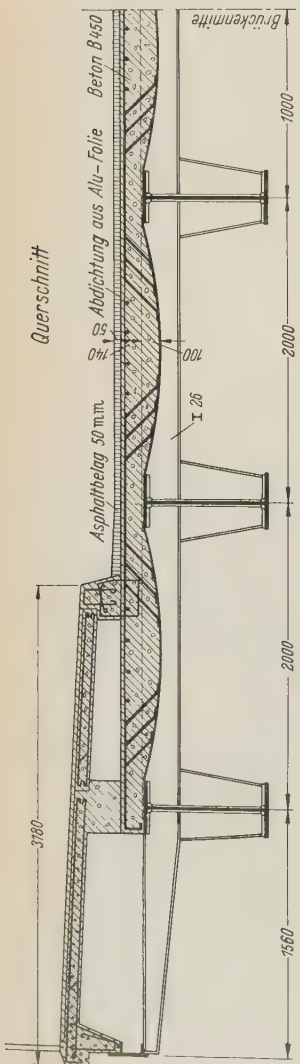
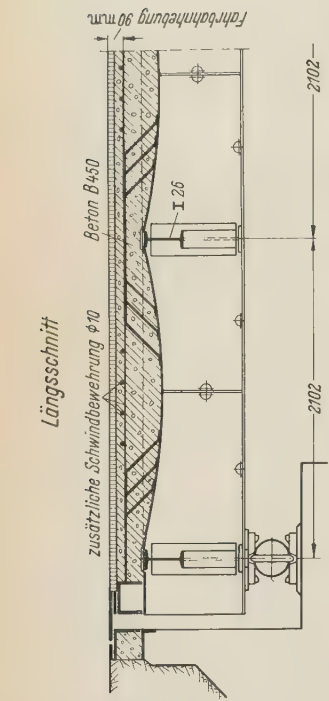


Abb. 17. Zweistöckige Straßenbrücke bei Kuventhal.

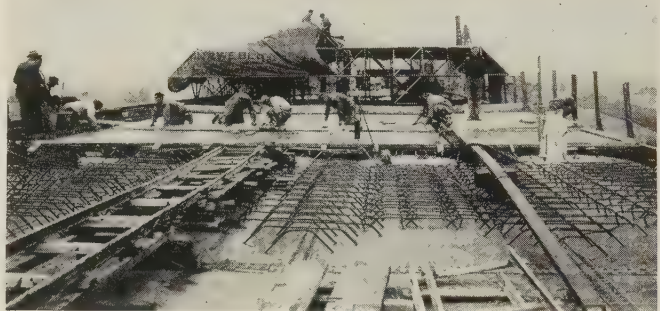


Abb. 19. Rheinbrücke bei Frankenthal; Fahrbahnplatte mit nach oben gewölbten Buckelblechen und angeschweißter Schubbewehrung.

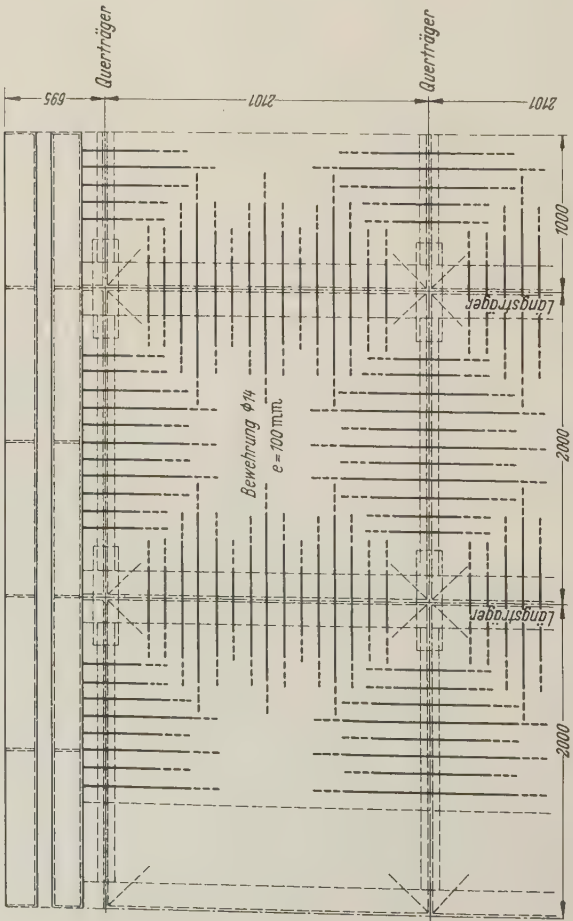


Abb. 18. Muster für den Umbau schadhafter Fahrbahnen mit Buckelblechen.

Bei der Autobahnbrücke über den Rhein bei Frankenthal, deren Fertigstellung infolge eines Bauunfalles am 12. 12. 1940 unterbrochen wurde, wurden beim Weiterbau im Jahre 1950 die schon vorhandenen, aber noch nicht eingebauten Buckelbleche umgekehrt, mit dem Buckel nach oben, aufgenietet und ebenfalls durch angeschweißte Schubarmierung mit der unmittelbar befahrenen Betonplatte verbunden (Abb. 19). Hierdurch konnte an Betongewicht gespart werden.

Literatur

1. Schöttgen: „Ergebnis der öffentlichen Ausschreibung für die Straßenbrücke über den Rhein bei Speyer“, Stahlbau 24 (1955) S. 102 bis 109 und S. 135—140.
2. Schöttgen: „Stähler Überbau der Rheinbrücke Speyer“, Stahlbau 26 (1957) S. 29—39.
3. Seetzen: „Die Autobahnbrücke über die Werra bei Hedemünden“, Bautechnik 30 (1953) S. 2—8.
4. Hummel / Rombold: „Der Wiederaufbau der Sulzbachtalbrücke bei Denkendorf“, Bauingenieur 29 (1954) S. 163—176.
5. Homberg: „Die neue Sulzbachtalbrücke der Autobahn“, Stahlbau 23 (1954) S. 209—220.
6. Seetzen: „Überbau einer zweistöckigen Straßenbrücke in Stahlkonstruktion“, Stahlbau 25 (1956) S. 211—216.
7. Klingenberg: „Der Wiederaufbau der Hängebrücke über den Rhein bei Rodenkirchen“, Stahlbau 22 (1953) S. 130—137.
8. Denkschrift: „Die Autobahnbrücke über den Rhein in Rodenkirchen bei Köln“, Berlin 1954.
9. Homberg: „Die neue Autobahnbrücke über den Rhein in Rodenkirchen bei Köln“, Stahlbau 24 (1955) S. 153—157 und 177—186.
10. Klingenberg / Plum: „Versuche an den Drähten und Seilen der neuen Rheinbrücke in Rodenkirchen bei Köln“, Stahlbau 24 (1955) S. 265—272.
11. Roloff: „Erfahrungen mit Leichtfahrbahnen stählerner Reichsautobahnbrücken“, Bautechnik 20 (1942) S. 433—437.

Bemerkenswerte Schwingungen an Türmen und ihre Beseitigung

Von Dr.-Ing. J. Geiger, Augsburg

DK 624.97 : 534.1

Schwingungsmessungen an Hochbauten werden selten vorgenommen; eine dynamische Vorausberechnung der Schwingungen erfolgt im Gegensatz zur statischen Berechnung, die bis in alle Einzelheiten geht, so gut wie nie. Die folgenden beiden Beispiele sollen zeigen, daß Schwingungsmessungen sich lohnen und daß sie im Zusammenhang mit der Schwingungsberechnung auch ermöglichen, mit geringen Kosten störende Schwingungen zu vermeiden bzw. zu beseitigen.

Der erste Fall bezieht sich auf einen großen

Förderturm,

bei dem die Förderscheibe durch zwei rechts und links von der Förderscheibe angeordnete Gleichstromelektromotoren angetrieben wurde. Gleichstromelektromotoren haben bekanntlich ein gleichmäßiges Drehmoment, so daß von den Erbauern der Förderanlage verständlicherweise erwartet wurde, daß keinerlei Erschütterungen des Förderturms und auch keine Schwankungen in der gleichmäßigen Geschwindigkeit des Förderkorbes auftreten würden. Auffallenderweise zeigten sich aber bei einer verhältnismäßig niedrigen Fördergeschwindigkeit starke Schwingungen nicht nur des Förderkorbes und -seiles, sondern auch starke Erschütterungen des ganzen Turmes. Die ersten waren so heftig, daß man mit einem frühzeitigen Bruch des Förderseiles rechnen mußte; die Erschütterungen des Turmes waren so stark, daß man schon ernstlich in Erwägung zog, den Turm umzubauen. Unbalanz der Elektromotorenanker bzw. der Förderscheibe konnte wegen der niedrigen Drehzahl, bei der sich die Erschütterungen zeigten, unmöglich die Ursache sein, da bei höherer Drehzahl, also hoher Fördergeschwindigkeit, sowohl der Turm wie Förderkorb und -seil sich völlig ruhig verhielten. Im Falle der Unbalanz hätten die Erschütterungen bei Steigerung der Drehzahl im quadratischen Verhältnis der Drehzahlen zunehmen müssen.

Vom Verfasser durchgeführte Messungen verschafften hier im Verein mit einer Schwingungsrechnung rasch volle Klarheit. Bei den Vibrationsmessungen am Turm mit Hilfe des vom Verfasser angegebenen Universalregistriergerätes und den torsiographischen Messungen¹ an der Elektromotorenwelle zeigte sich zunächst, daß die Frequenz der Erschütterungen und Schwingungen in beiden Fällen, d. h. am Turm und an der Welle, genau die gleiche war. Von größter Bedeutung war aber, daß sie nicht etwa mit der ganz niedrigen Drehzahl der Förderscheibenwelle übereinstimmte, sondern genau dem Produkt aus momentaner Drehzahl mal Kollektorlamellenzahl der beiden Gleichstrommotoren entsprach.

Damit war es klar, daß die Schwingungen von den beiden Gleichstromelektromotoren herrührten. Der Gleichstrom liefert infolge der Kollektorlamellen kein genau gleichmäßiges Drehmoment; über dasselbe lagert sich vielmehr ein, wenn auch sehr schwaches, sinusförmig wechselndes Drehmoment, dessen Frequenz gleich dem Produkt aus Drehzahl mal Kollektorlamellenzahl ist. Auffallend war aber, daß ein so geringes wechselndes Drehmoment Turm und Förderkorb in so heftige Schwingungen versetzen konnte.

Es wurde zunächst vermutet, daß der Förderturm bei der kritischen niedrigen Fördergeschwindigkeit im Zustand der Eigenschwingung war. Die Biegeschwingungsrechnung zeigte aber, daß dies nicht der Fall war. Dagegen zeigte die Drehschwingungsrechnung, daß das System: beide Elektromotoren, Förderscheibe, Umlenkscheibe und Seil-

stück dazwischen — also ohne das lange Seilstück bis zum Förderkorb und ohne letzteren — eine Eigenschwingungszahl hatte, die bei der niedrigen Fördergeschwindigkeit mit dem Produkt aus Drehzahl mal Kollektorlamellenzahl zusammenfiel. Nachdem noch andere Möglichkeiten für Resonanz mit Eigenschwingungen rechnerisch untersucht worden waren, aber ein negatives Ergebnis gezeitigt hatten, war die Ursache klar:

Die kleinen durch die Kollektorlamellen hervorgerufenen sinusförmigen Schwankungen werden durch Resonanz mit der Eigenschwingungszahl gewaltig verstärkt (über das 50fache) und erzeugen starke Drehschwankungen und in deren Gefolge starke Seilzugschwankungen. Nach Abb. 1 ist der Seilzug zwischen Förderscheibe und der darunter befindlichen Umlenkscheibe nicht lotrecht, sondern schräg und erzeugt so eine beachtliche waagrechte Komponente der Seilzugschwankung, die die Schwingungen des Förderturms hervorruft.

Nachdem so die Ursache der Erschütterungen geklärt worden war, war ihre Beseitigung leicht. Der Verfasser schlug vor, die Anker der beiden Elektromotoren in der Keilnut gerade um eine halbe Kollektorlamellenteilung gegeneinander zu versetzen, so daß das sehr kleine über das gleichmäßige Drehmoment des einen Ankers sich lagernde sinusförmig wechselnde Drehmoment in jedem Augenblick gleich groß aber entgegengesetzt dem wechselnden Drehmoment des anderen Ankers war, so daß sich beide gerade aufhoben. Es handelte sich um eine Versetzung um ein paar Millimeter.

Durch diese einfache und billige Maßnahme, deren Kosten noch lange nicht einmal 1‰ der Kosten für den Umbau des Förderturmes ausmachten, verschwanden die Erschütterungen vollständig. Sie zeigt in voller Deutlichkeit den Nutzen der Messungen.

Der zweite Fall bezieht sich auf einen

Kirchturm.

In denselben waren sechs verschieden große Glocken mit Gewichten zwischen 490 und 2430 kg eingebaut worden. Beim Läuten der Glocken zeigten sich beunruhigende Schwingungen des Kirchturms. Beobachter schätzten die Schwingungen der Kreuzspitze vorsichtig, aber überein-

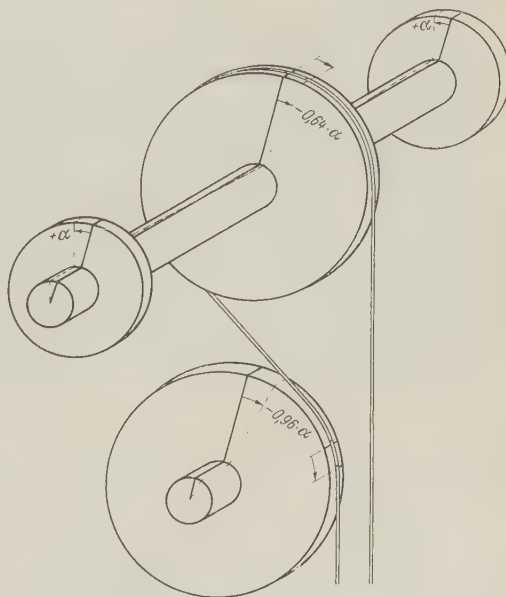


Abb. 1. Schema des Förderkorbantriebes: Rechts und links die beiden Gleichstromelektromotorenanker, als Schwingmassen dargestellt, in der Mitte die Antriebsförderscheibe, unten die Umlenkscheibe.

¹ Diese bezwecken, die Ungleichmäßigkeit der Drehbewegung von Wellen zu messen. Man verwendet hierzu den vom Verfasser bereits vor 43 Jahren erfundenen Torsiographen.

stimmend, auf etwa 30 cm. Auch hier gelangte der Verfasser mit Hilfe von Messungen und einer rechnerischen Untersuchung rasch zu einer völligen Klärung der Ursache. Die Messungen wurden wieder mit Hilfe des bereits erwähnten Registriergerätes wie folgt durchgeführt: An der obersten Decke des Turmes wurde an vier langen, dünnen Drähten eine 100 kg schwere Masse aufgehängt (Abb. 2). Infolge der Länge der Drähte betrug die Eigenschwin-

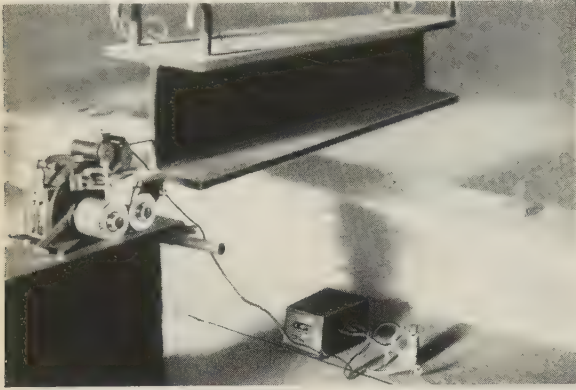


Abb. 2. Meßeinrichtung: Oben in der Mitte die schwere Masse (hier ein I-Träger), an 4 nicht mehr sichtbaren langen Drähten aufgehängt, links das Registriergerät mit den beiden Papiertrommeln, das mit Hilfe einer gut sichtbaren waagrechten Nadel an das linke Ende der schweren Masse angelent wird. Unten im Vordergrund eine genau gehende Uhr, welche alle 1/5 Sek. Marken auf dem Registrierstreifen verzeichnet.

gungszahl dieser Masse 13/min, d. h. sie lag so niedrig, daß die Masse bei den durch das Läuten der Glocken verursachten Schwingungen wie die Seismographenmasse auf den Erdbebenstationen völlig in Ruhe blieb, so daß die Bewegungen des Turmes gegenüber dieser Ruhemasse leicht auf einem mit gleichmäßiger Geschwindigkeit fortbewegten Papierstreifen registriert werden konnten. Eine genau gehende Zeitmarkenuhr gestattet, die jeweilige Frequenzzahl der Schwankungen sehr zuverlässig festzustellen. Das Registriergerät selbst ist so klein, daß es auch an örtlich sehr begrenzten Stellen aufgestellt werden kann.

Es war zwar anzunehmen, daß der Turm hauptsächlich Biegeschwingungen ausführt. Da jedoch diese Glocken nicht in der lotrechten Achse des Turmes, sondern östlich und westlich davon angeordnet waren, so war die Möglichkeit nicht von vornherein ganz von der Hand zu weisen, daß Verdrehungsschwingungen des Turmes um seine lotrechte Achse eine Rolle spielen könnten. Aus diesem Grunde wurde eine Meßreihe möglichst dicht an der lotrechten Turmachse und eine zweite im gleichen über der Glockenstube befindlichen Geschoß möglichst weit außen

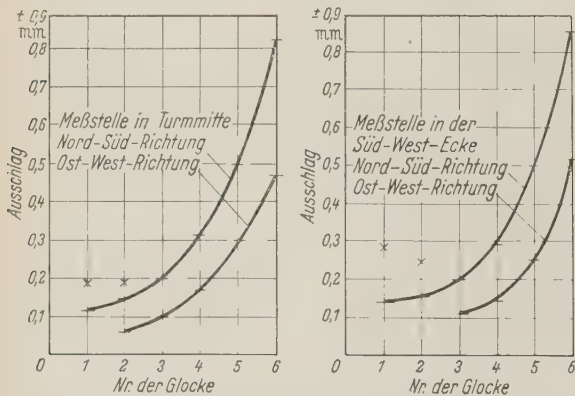


Abb. 3. Schwingungsausschläge im obersten Geschoß des Turmes, und zwar links in Turmmitte und rechts in der Südwestecke. Die Ausschläge beziehen sich jeweils auf das Läuten einer Glocke und sind abhängig von der Glockennummer aufgetragen. Gewicht der Glocken: Nr. 1 2428 kg, Nr. 2 1619 kg, Nr. 3 1049 kg, Nr. 4 723 kg, Nr. 5 605 kg, Nr. 6 493 kg.

in einer Turmecke durchgeführt. Die Schwingungen waren aber in beiden Fällen praktisch gleich groß, so daß Verdrehungsschwingungen ausschieden. Um klar die Ursache der Turmschwingungen zu erkennen, wurde mit jeder Glocke einzeln geläutet. Hierbei zeigte sich überraschenderweise, daß die Turmschwingungen beim Läuten der kleinsten Glocke (Nr. 6) weitaus am stärksten waren; beim Läuten der größten Glocke (Nr. 1) waren sie als völlig harmlos zu bezeichnen. Dies ist um so bemerkenswerter, als die größte Glocke rund fünfmal so schwer wie die kleinste und der Winkelausschlag in beiden Fällen gleich groß war, so daß auch die Massenkraft der größten Glocke rund fünfmal so groß war. Vgl. Abb. 3, wo die gemessenen Schwingungsausschläge für jede einzelne Glocke in der Nord-Süd- bzw. Ost-West-Richtung dargestellt sind.

Es war notwendig, die Biegeeigenschwingungszahl des Turmes zu ermitteln. Vom Verfasser war 1943 in dem Aufsatz² auf Grund von vielen systematischen Versuchen eine empirische Formel angegeben worden, aus der die Eigenschwingungszahl auch für den Kirchturm zunächst ermittelt wurde;

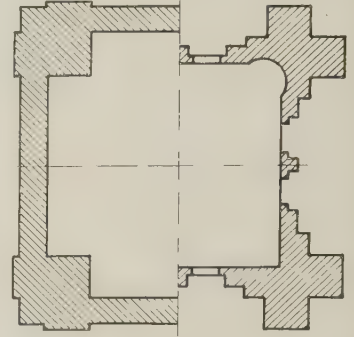


Abb. 4. Querschnitt des Kirchturms, links im unteren, rechts im oberen Teil.

Turbinenschaufeln sind zwar oft sehr stark verjüngt, aber immer stetig. Der Kirchturm ging aber von einem größeren Querschnitt im unteren Teil plötzlich auf einen kleineren in seinem oberen Teil über.

Abb. 4 zeigt links den unteren und rechts den oberen Querschnitt.

Wegen dieses plötzlichen Querschnittsüberganges entwickelte ich das folgende streng mathematisch exakte Verfahren. Dasselbe gründet sich auf die bekannte Differentialgleichung eines schwingenden gleichmäßig mit Masse belegten biegeelastischen Balkens:

$$E \cdot I \cdot \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2},$$

(y Durchbiegung, m Masse je Längeneinheit, t Zeitparameter, E Zugmodul, I äqu. Trägheitsmoment.)

Ihre allgemeine Lösung lautet bekanntlich

$$y_1 = A_1 \cdot \cos \alpha_1 x_1 + B_1 \cdot \sin \alpha_1 x_1 + C_1 \cdot \cosh \alpha_1 x_1 + D_1 \cdot \sinh \alpha_1 x_1. \quad (1)$$

Ihre erste Ableitung ergibt für jede beliebige Stelle x die Neigung

$$y'_1 = \alpha_1 (-A_1 \cdot \sin \alpha_1 x_1 + B_1 \cdot \cos \alpha_1 x_1 + C_1 \cdot \sinh \alpha_1 x_1 + D_1 \cdot \cosh \alpha_1 x_1), \quad (2)$$

die zweite Ableitung das Biegemoment

$$E_1 I_1 y''_1 = E_1 I_1 \cdot \alpha_1^2 (-A_1 \cdot \cos \alpha_1 x_1 - B_1 \cdot \sin \alpha_1 x_1 + C_1 \cdot \cosh \alpha_1 x_1 + D_1 \cdot \sinh \alpha_1 x_1), \quad (3)$$

und die dritte Ableitung die Scherkraft

$$E_1 I_1 y'''_1 = E_1 I_1 \alpha_1^3 (A_1 \cdot \sin \alpha_1 x_1 - B_1 \cdot \cos \alpha_1 x_1 + C_1 \cdot \sinh \alpha_1 x_1 + D_1 \cdot \cosh \alpha_1 x_1). \quad (4)$$

Die Größen A_1 bis D_1 sind Unbekannte, die sich auf Grund der Anfangsbedingungen ermitteln lassen.

Beim Kirchturm mit den beiden verschiedenen Querschnitten gilt diese Lösung für den einen Teil (1); für den anderen (2) ergibt sich gemäß der Bedingung, daß die Differentialgleichungen für den unteren und den oberen Turmteil gleichzeitig (simultan) bestehen müssen, dieselbe Lösung nur mit dem Unterschied, daß hier an Stelle des Fußzeichens (1) überall das Fußzeichen (2) einzusetzen ist. Zu den Gl. (1₁) bis (4₁) treten also noch vier weitere:

² J. Geiger: Ermittlung der Eigenschwingungszahlen von verjüngten Turbinenschaufeln in Werft—Reederei—Hafen (1943) S. 49.

Aggressionsschutz und Betonvergütung

durch „**RAJASIL BS**“

„**RAJASIL BS**“

„**RAJASIL BS**“

verhütet sicher und dauerhaft Betonschäden durch Umsetzung des löslichen „freien Kalkes“ im Zement und eindringender aggressiver Salze in unlösliche und chemisch widerstandsfähige Verbindungen.

verbessert außerdem wesentlich die mörteltechnischen Eigenschaften von Beton und Zementmörtel.

„**RAJASIL BS**“ dem Anmachwasser des Betons zugesetzt, bewirkt auf Grund seiner chemischen Zusammensetzung die Umwandlung der bei aggressiver Einwirkung löslichen Bestandteile des Zements in unlösliche, mörteltechnisch wertvolle Verbindungen. Mit Wasser eindringende betonschädliche Salze werden bei entsprechender Dosierung in der gleichen Weise chemisch umgesetzt.

„**RAJASIL BS**“ steigert die Festigkeit und Dichte von Zementmörtel und Beton erheblich und erhöht dadurch die Beständigkeit gegen aggressive Einwirkungen.

„**RAJASIL BS**“ macht den Beton beim Rütteln verdichtungswilliger und bewirkt eine Wassereinsparung.

„**RAJASIL BS**“ verhindert auch die Zerstörung des Betons auf biologischem Wege durch Bakterien aller Art.

„**RAJASIL BS**“ erzeugt im Beton keine zusätzlichen Luftporen, Zementmörtel und Beton sind trotzdem frostbeständig.

„**RAJASIL BS**“ ist dosierungsunempfindlich. Selbst eine **zehnfache** Überdosierung verändert Abbindeverhalten, Festigkeitszunahme und Raumbeständigkeit nicht.

„**RAJASIL BS**“ bewirkt keine Erhöhung der Abbindewärme.

Alle unsere Betonzusatzmittel sind frei von Chlorkalzium, Kalkseife und Wasserglas!

Weitere Betonzusatzmittel:

„**RAJASIL V**“ Betonverflüssiger

„**RAJASIL D**“ Betondichtungsmittel mit erheblicher Festigkeitssteigerung.

„**RAJATA LP**“ Mischöl, Luftporenbildner für Mörtel und Beton.

Alleinhersteller:

Technische Beratung unverbindlich!

**MARTHAHÜTTE G. M. B. H. MARKTREDWITZ
BAYERN**

TELEFON 178 UND 127



Gegr. 1906



Fußgängerbrücke im Köln-Mülheimer Hafen. Stützweite 90 m

WAYSS & FREYTAG

Aktiengesellschaft

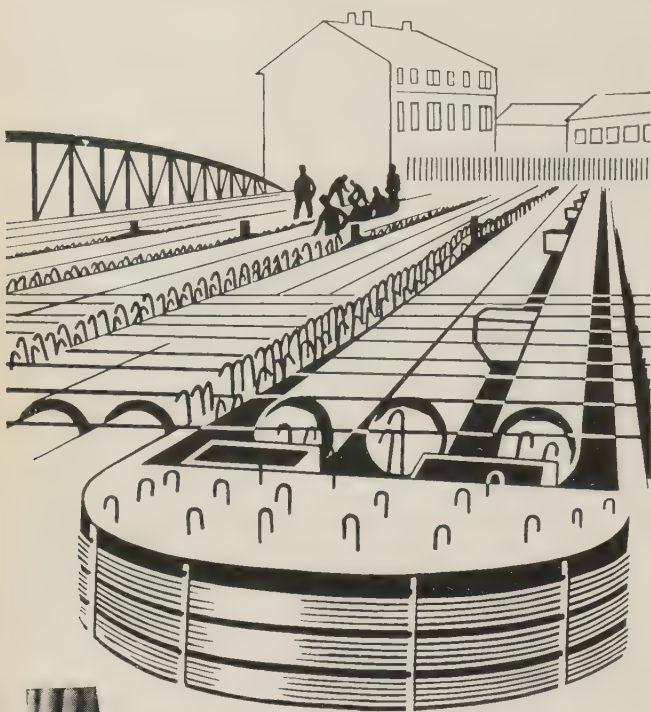
NIEDERLASSUNGEN:

Augsburg - Berlin - Bremen - Düsseldorf - Essen
Frankfurt a. M. - Hamburg - Hannover - Karlsruhe
Kassel - Kiel - Köln - Mannheim - München
Neustadt/Weinstr. - Nürnberg - Stuttgart - Trier



**HOCH- UND TIEFBAU
SPANNBETON**

FRANKFURT AM MAIN



Brückenbau

im Spannbetonverfahren bedeutet in vielen Fällen Zeit-, Gewichts- und Materialersparnis. Dieses Ziel zuverlässig zu erreichen helfen **WDI-Spannbeton-Stahlilitzen** Marke „ZEUS“. Besonders bewährt hat sich dabei die Konstruktion: Litzen $7 \times 3,0 \text{ mm } \phi$, Mindestfestigkeit 180 kg/mm^2 , Gesamtbruchlast ca. 8900 kg .

WDI

Fordern Sie ausführlichen Prospekt

**WESTFÄLISCHE DRAHTINDUSTRIE
HAMM (WESTF.)**

Dampfstrahl-Reinigungsgeräte

LOOS
GUNZENHAUSEN

für Heiz- und Altölfeuerung

EISENWERK THEODOR LOOS GUNZENHAUSEN (13a)

CEDRA
DRAHT-ROLL-GLAS

- die ideale Schnell-Verglasung für das gesamte Bauwesen
- der bewährte Werkstoff für alle Wirtschaftszweige z. B. Trennwände · Schutzdecken · Oberlichter usw.

VERKAUFSBURO

WALDEMAR **HOENING** OELDE
WESTFALEN
POSTFACH

SONDERSCHAU TIEFBAU

des Senators für Bau- und Wohnungswesen
im Rahmen der INTERBAU 1957

Schloß Charlottenburg
GROSSE ORANGERIE
10. 8. bis 29. 9. 1957

Gl. (1₂) bis (4₂) hinzu. Man hat acht Unbekannte A₁ bis D₂, für deren Lösung folgende Bedingungen maßgebend sind:

- Ausschlag y₁ (am Fuß des unteren Teiles) Null, (1₁)
- Neigung y'₁ = 0 (am Fuß des unteren Teiles) Null, (2₁)
- Biegemoment E₂ I₂ y''₂ (am oberen Ende des oberen Teiles) Null, (3₂)
- Scherkraft E₂ I₂ y'''₂ = 0 (am oberen Ende des oberen Teiles) Null, (4₂)
- Ausschlag am Übergang vom unteren in den oberen Teil für beide Teile gleich groß, (5)
- Neigung dortselbst für beide Teile gleich groß, (6)
- Biegemoment dortselbst für beide Teile gleich groß, (7)
- Scherkraft dortselbst für beide Teile gleich groß. (8)

Wir bezeichnen jetzt folgende Ausdrücke mit Kurzzeichen:

$\frac{\alpha_1^2}{\alpha_2^2} \cdot \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} = F; \quad \frac{\alpha_1^3}{\alpha_2^3} \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} = G; \quad \frac{\alpha_1}{\alpha_2} \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} = H$

$\cos \alpha_1 l_1 - \cosh \alpha_1 l_1 = a_1$
 $\sin \alpha_1 l_1 - \sinh \alpha_1 l_1 = b_1$
 $\cos \alpha_2 l_2 + \cosh \alpha_2 l_2 = a_2$
 $\sin \alpha_2 l_2 + \sinh \alpha_2 l_2 = b_2$
 $\sin \alpha_1 l_1 + \sinh \alpha_1 l_1 = a_3$
 $\sin \alpha_2 l_2 - \sinh \alpha_2 l_2 = a_4$
 $\cos \alpha_1 l_1 + \cosh \alpha_1 l_1 = a_5$
 $\cos \alpha_2 l_2 - \cosh \alpha_2 l_2 = a_6$
 $\cos \alpha_2 l_2 + \cosh \alpha_2 l_2 = b_4$

$\frac{a_1 a_4 / H - a_2 a_3}{a_1 b_3 + b_1 a_3} = c_2$
 $\frac{a_1 b_4 / H + b_2 a_3}{a_1 b_3 + b_1 a_3} = d_2$

$\frac{a_2}{a_1} + \frac{b_1}{a_1} c_2 = e_2$ und
 $\frac{b_2}{a_1} - \frac{b_1}{a_1} d_2 = f_2$.

Nach einer längeren Umrechnung, deren Ziel ist, die Unbekannten A₁ bis D₂ aus den acht Gleichungen zu eliminieren, erhält man als sog. Bestimmungsgleichung

$$\frac{F(a_3 d - a_5 f_2) + a_4}{F(a_5 e_2 - a_3 c_2) - a_6} = \frac{G(a_5 d_2 - b_1 f_2) - a_6}{G(b_1 e_2 + a_5 c_2) - b_2},$$

in der nur noch die unbekannten Größen α₁ und α₂ vorkommen. Diese beiden hängen aber durch die Bedingung zusammen, daß sich für beide Turmteile dieselbe Eigenschwingungszahl n_e ergeben muß. Es ist also

$$n_e = \frac{30}{\pi} \alpha_1^2 \sqrt{\frac{E_1 I_1 l_1 \cdot g}{G_1}} = \frac{30}{\pi} \alpha_2^2 \sqrt{\frac{E_2 I_2 \cdot l_2 \cdot g}{G_2}},$$

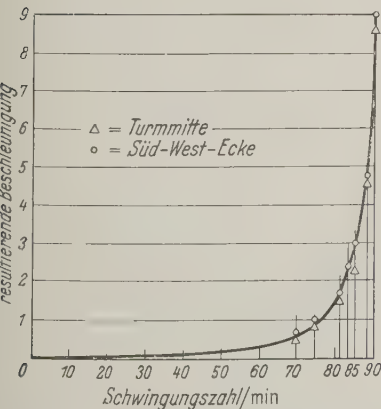


Abb. 5. Abhängigkeit der am Turm festgestellten, aus beiden Schwingungsrichtungen resultierenden Schwingungsbeschleunigung in cm/s² von der jeweils festgestellten Schwingungszahl.

wobei l₁ die Höhe des unteren Teiles und l₂ jene des oberen Teiles ist, G₁ und G₂ sind die zugehörigen Gewichte und g die Erdbeschleunigung.

Die Lösung der Bestimmungsgleichung wird durch Probieren gefunden. Man ermittelt α₁ zweckmäßig zuerst angenähert nach dem von mir in Fußnote 2 angegebenen Verfahren und probiert dann mit einem oder zwei anderen Werten.

Nachdem bis heute ein exaktes Verfahren zur Bestimmung der Biegeeigenschwingungszahlen abgesetzter Türme oder ähnlicher Bauwerke nicht bekannt geworden ist, erschien eine genaue kurze Schilderung des exakten Verfahrens angebracht. Dasselbe hat auch noch den Vorteil, daß sich damit nicht nur die erste, sondern auch die höheren Biegeeigenschwingungszahlen ermitteln lassen.

Bei dem in Rede stehenden Kirchturm ergab sich als niedrigste Eigenschwingungszahl 90,5/min. Danach war zu schließen, daß Resonanz mit der Glockenschwingungszahl unmöglich vorliegen konnte, denn die Schwingungszahl der kleinsten aber die stärksten Turmschwingungen verursachenden Glocke betrug nur 30/min. (Für die größeren Glocken war sie noch niedriger.) Eine sinusförmig 30mal/min wechselnde Kraft kann aber ganz unmöglich eine 90mal/min wechselnde Turmschwingung hervorrufen.

Trotzdem handelte es sich aber ganz offenkundig um eine ausgesprochene Resonanzerscheinung. Dies geht deutlich aus Abb. 5 hervor, in welcher die aus den Ausschlägen sich ergebenden Schwingungsbeschleunigungen in m/s² sowohl für die Meßstelle in der Turmmitte als auch für jene in der Turmecke abhängig von der Schwingungszahl

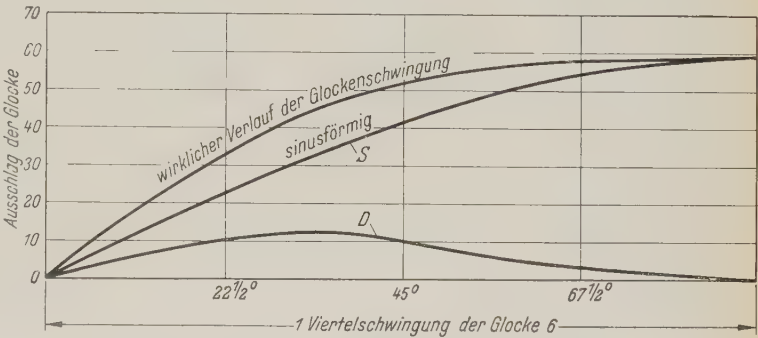


Abb. 6. Wirklicher Verlauf der Ausschläge einer Viertelschwingung der Glocke in Abhängigkeit von der Zeit; ferner Verlauf einer rein sinusförmigen Viertelschwingung mit gleichem Endausschlag (zum Vergleich). D ist die Differenz beider Schwingungen.

für die sechs verschiedenen Glocken eingetragen sind. Es wäre vielleicht naheliegend zu erwarten, daß man mindestens auch Turmschwingungen feststellt, die im Takt der Schwingung der jeweils geläuteten Glocke wechseln. Diese sind auch beim Läuten der beiden größten Glocken deutlich festzustellen, jedoch so klein, daß sie im Maßstab der Abb. 5 kaum mehr recht in Erscheinung treten.

Nachdem aber einwandfrei und in völliger Übereinstimmung sowohl durch Rechnung als auch durch Messung die Biegeeigenschwingungszahl des Turmes zu ~ 90/min festgestellt war und die Turmschwingung gerade dreimal so rasch wechselte wie die Glockenschwingung, handelte es sich noch darum, festzustellen, woher die dreifach so rasch wechselnde Erregung kommt. Zu diesem Zweck wolle man beachten, daß das Pendel als Typus für eine einfache Sinusschwingung gilt. Dies trifft aber (wegen der linearisierten Differentialgleichung) nur zu für kleine Winkelausschläge. Eine Kirchenglocke macht aber große Ausschläge etwa um ± 50°. Hier verläuft die Schwingung nicht mehr sinusförmig und auch nicht mehr isochron.

Die Viertel-Schwingungsdauer eines math. Pendels von der Länge l mit kleinem Ausschlag beträgt bekanntlich

$$T_0 = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{l}{g}}.$$

Bei großem Ausschlagswinkel α ist T durch ein elliptisches Integral erster Gattung gegeben, sie beträgt

$$T = T_0 \left(1 + \frac{1}{4} \sin^2 \frac{\alpha}{2} + \frac{3}{8} \sin^4 \frac{\alpha}{2} + \dots \right).$$

Man vgl. die Lehrbücher der theoretischen Physik oder W. H. Westphal: Physikal. Wörterbuch, [II. Teil, S. 158]. Berlin, Göttingen, Heidelberg: Springer 1952.

Abb. 6 zeigt abhängig von der Zeit für eine Viertelschwingung den wirklichen Verlauf der Glockenschwingung für einen größeren Winkelausschlag von $\pm 50^\circ$, dazu den Verlauf, wenn die Glocke mit gleichem Endausschlag nach einer einfachen Sinusschwingung schwingen würde. Die Kurve *D* zeigt die Differenz beider Ausschläge. Entwickelt man die Schwingung nach einer Fourier-Reihe, so erhält man u. a. ein Glied 3. Ordnung, das einen beträchtlichen Koeffizienten aufweist. Abb. 7 zeigt für eine volle Glockenschwingung sowohl den Verlauf der Differenzkurve *D* als auch den der dreimal je Glockenschwingung wechselnden Komponente (III). Die Ermittlung erfolgt durch harmonische Analyse.



Abb. 7. Zeitlicher Verlauf der Ausschläge einer vollen Schwingung für die Differenzkurve *D*; ferner durch harmonische Analyse gewonnene Größe der dreimal je Glockenschwingung wechselnden, sich darüber lagernden, die Turmschwingungen hervorrufoenden Oberschwingung III der kleinsten Glocke. *I* ist der aus der Differenzkurve sich ergebende Anteil für die mit der Frequenz der Glockenbewegung erfolgende Schwingung; dieser Anteil entspricht natürlich nicht dem ganzen Glockenausschlag.

Wichtig ist nun, daß die Abb. 6 und 7 die Ausschläge darstellen; für die Erregung des Turmes kommen die beim Läuten der Glocke verursachten Massenkkräfte derselben, die den Beschleunigungen proportional sind, in Frage. Bei einer dreimal so rasch wechselnden Schwingung ist bei gleichem Ausschlag die Beschleunigung $3^2 = 9$ mal so groß. Damit ergibt sich für den vorliegenden Fall, daß die dreimal je Glockenschwingung wechselnde Massenkkräfte bereits stärker war als die einmal wechselnde. Das ist ein Ergeb-

nis, das für jeden Kirchturmbauer ernsteste Beachtung verdient.

Auf Grund der so ermöglichten zahlenmäßigen Feststellung der Größe der erregenden Kraft war es auch möglich, die Größe der Aufschaukelung festzustellen:

Der Turm macht infolge Resonanz etwa 30mal so große Ausschläge, als er bei statischem Angriff der Kraft machen würde. Diese Zahl wird vielleicht manchen in Erstaunen setzen, es wird entgegengehalten, ein Turm aus Ziegelsteinen sei doch nicht so schwingungsfähig wie etwa eine Stahlfeder. Das ist zwar richtig, aber trotzdem ergeben sich starke Aufschaukelungen. Eine Reihe von Messungen an Gebäuden haben ergeben, daß in Resonanz sich die Schwingungen auf das 15- bis 30fache verstärken.

Nachdem die Ursache für die bedenklichen Kirchturmschwingungen gefunden war, handelte es sich noch um ihre Beseitigung. Eine Verstärkung des Turmes wäre sehr teuer zu stehen gekommen; sie war aber auch gar nicht notwendig, da mit viel einfacheren und billigeren Mitteln, nämlich durch Beseitigung der dreimal je Glockenschwingung wechselnden Massenkkräfte ein vollkommener Erfolg zu erzielen ist. Da diese Maßnahme aber auf maschinenbaulichem Gebiet liegt, sei hier von ihrer Schilderung abgesehen.

Schlußbemerkung

Die beiden Beispiele lehren: Wenn störende Schwingungen auftreten, sollte man nicht etwa in erster Linie an teure Verstärkungen am Bauwerk denken, sondern durch Messung und Rechnung klar über die Ursache zu werden suchen. Schwingungsmessungen lassen sich in verhältnismäßig einfacher Weise und mit geringen Kosten durchführen. Es empfiehlt sich weiter, bei der Errichtung von Türmen oder ähnlichen Bauwerken, auf welche wechselnde Kräfte einwirken, die Biegeeigenschwingungszahlen genauer zu berechnen, um so von vornherein störenden Schwingungen zu begegnen.

Die Bauten des CERN in Genf

Von Dipl.-Ing. Thomas Jaeger, Dresden

DK 624 : 727.5 : 061.62 : 621.384 CERN (494.421)

Vorbemerkung

Das Institut, das von der „Organisation Européenne pour la Recherche Nucléaire“ (CERN)¹ in Genf mit einem Kostenaufwand von etwa 200 Mio. Schweizer Franken errichtet wird, befaßt sich mit wissenschaftlichen Untersuchungen über die Struktur der Materie, insbesondere über das Verhalten der Elementarteilchen, aus denen die Materie aufgebaut ist.

Es handelt sich dabei nicht um Atomphysik der gewohnten Art; die Forschungen in Genf werden mit Kernprozessen, wie sie sich beispielsweise im Kernreaktor abspielen, überhaupt nichts zu tun haben. Im europäischen Kernforschungsinstitut soll im Gebiet der Höchstenergien gearbeitet werden, mit denen man selbst die einzelnen Kernbausteine, die Protonen und Neutronen, zu neuartigen Reaktionen anregen kann, und durch welche man grundlegende Erkenntnisse über die Natur der Materie und die Kernkräfte zu gewinnen hofft. Die experimentelle kernphysikalische Bearbeitung dieses Problemkreises erfordert riesenhafte materielle und arbeitsmäßige Anstrengungen, da für diesen fundamental wichtigsten Forschungszweig der Bau von Teilchenbeschleunigern höchster Energien notwendig ist [1].

Um den Teilchen die nötigen enorm hohen Energien mitzuteilen, werden in Genf als Hauptstücke des Kern-

forschungsinstitutes zwei sehr große Teilchenbeschleuniger gebaut: ein Synchrozyklotron, das Protonen auf 600 Mio. Elektronenvolt² (600 MeV) beschleunigt, und ein Protonensynchrotron, das diese Kernbausteine auf 25 Milliarden Elektronenvolt (25 GeV) beschleunigen wird.

Dieser Aufsatz behandelt den sich bei der Errichtung der Forschungseinrichtungen des CERN für den Bauingenieur ergebenden Problemkomplex, bautechnischen Entwurf der Anlagen und Besonderheiten der Bauausführung. Die von den Physikern gestellten Bauaufgaben sind neuartig und stellen höchste Ansprüche an den Bauingenieur, weil physikalische Apparate Präzisionsmaschinen bleiben, auch wenn ihre Magnete tausende von Tonnen wiegen und ihr Umfang mehr als einen halben Kilometer beträgt.

Es ist dem Verfasser eine angenehme Pflicht, hervorzuheben, daß dieser Bericht nur durch die umfassende Unterstützung des Informationsdienstes des CERN zustande kommen konnte, und diesem für das ihm zuteil gewordene freundliche Entgegenkommen Dank zu sagen. Weiterhin ist eingangs hervorzuheben, daß sich der wesentliche Teil des vorliegenden Artikels auf den eingehenden Bericht CERN 56-21 von J. B. Adams gründet, in dem detaillierte Information über den Entwurf der Magnetfundamente des CERN-Protonensynchrotrons zu finden ist.

² Das Elektronenvolt (eV) ist kein Spannungs-, sondern ein Energiemaß; es ist diejenige kinetische Energie, die ein Elektron erhält, wenn es durch eine Spannung von 1 Volt beschleunigt wird. 1 keV (Kiloelektronenvolt) = $1 \cdot 10^3$ eV; 1 MeV (Megaelektronenvolt) = $1 \cdot 10^6$ eV; 1 GeV (Gigaelektronenvolt) = $1 \cdot 10^9$ eV. In den USA heißt 1 Milliarde ($1 \cdot 10^9$) Billion, und daher werden dort $1 \cdot 10^9$ eV als 1 BeV bezeichnet.

¹ Früher „Conseil Européen pour la Recherche Nucléaire“ genannt; die Abkürzung „CERN“ wurde beibehalten.

1. Einführung

a) Die Erforschung der Elementarteilchen

Das letzte Jahrzehnt wurde durch eine stürmische Entwicklung der Atomkernforschung und ihrer praktischen Nutzenanwendung gekennzeichnet. Es ist jedoch bei weitem noch nicht genügend bekannt, wie die Kräfte im Atomkern mit den π -Mesonen — Elementarteilchen, deren Masse etwa das Dreihundertfache der der Elektronen beträgt — verbunden sind. Es gibt auch keine klare Vorstellung, wie die Kräfte, die im Atomkern wirken, mit den schweren Mesonen zusammenhängen, deren Masse fast das Tausendfache eines Elektrons ausmacht. Wir wissen noch sehr wenig von den sogenannten Hyperonen, die über eine Masse verfügen, die etwas größer ist als die des Protons oder Neutrons. Alle diese Teilchen sind instabil. Sie zerfallen in Millionstel bis Milliardenstel einer Sekunde.

Die Physiker, die sich mit der Struktur der Materie befassen, stehen unter dem Eindruck, daß sich hier eine Welt von Erscheinungen auftut, deren Erforschung für das Verständnis der Materie fundamental ist und ohne deren Verständnis eine exakte Beherrschung der Kernkräfte unmöglich ist [1]. Gegenwärtig ist es noch schwer, eine Voraussage über die praktischen Folgen der Erforschung der Welt der Elementarteilchen zu machen. Jedoch zeigt die Geschichte der Wissenschaft, daß jede Entdeckung der Physik, und liege sie zur Zeit ihrer Entstehung noch so fern jeder nutzbringenden Anwendung, später für die Entwicklung der Technik einen wichtigen Beitrag leistet. Noch nie aber ist die Technik der Physik so dicht auf dem Fuße gefolgt wie auf dem Gebiete der Kernkräfte. Die Technik selbst arbeitet angestrengt daran mit, die Voraussetzungen für die Forschung auf diesem fundamentalen Gebiet der Wissenschaft zu schaffen.

b) Höhenstrahlung und Teilchenbeschleuniger [9] [10] [11]

Bis vor kurzem wurden die Hauptergebnisse auf dem Gebiete der Elementarteilchen von Physikern erzielt, die auf hohen Bergen, in Flugzeugen und mit Hilfe von Ballonen die aus dem Weltall auf die Erde auftreffenden kosmischen Strahlen studierten. Für die systematische physikalische Forschung sind die Bedingungen des „natürlichen Laboratoriums“ — das enorm breite Energiespektrum und die selbst in großer Höhe der Atmosphäre sehr geringe Intensität der kosmischen Strahlung — sehr unzulänglich.

Die moderne Technik der Beschleunigung geladener Teilchen ermöglicht es, unabhängig von den Zufälligkeiten der Natur programmatische Versuche durchzuführen zur Erforschung von Vorgängen im Atomkern, die bisher nur unter der Einwirkung der kosmischen Strahlung beobachtet werden konnten.

Die einfachste Beschleunigungsmethode besteht darin, daß man elektrisch geladene Teilchen im Vakuum eine elektrische Hochspannung durchlaufen läßt. Durch die erzielbare Spannung ist der Einfachbeschleunigung bei etwa 10 MeV eine Grenze gesetzt. Um über diese Grenze hinauszugelangen, verwendet man die Vielfachbeschleunigung: Die Teilchen durchlaufen mehrmals eine geringe Spannung; durch Summation ergeben sich große Werte. Die Anlagen der Vielfachbeschleunigung können sowohl geradlinig als auch kreisförmig sein.

Linearbeschleuniger für hohe Energien werden sehr lang; die Länge wird bei den kreisförmigen Vielfachbeschleunigern vermieden. In ihnen werden die Teilchen durch ein Magnetfeld gezwungen, auf einer Spiral- oder Kreisbahn zu laufen. Der einfachste zyklische Vielfachbeschleuniger, das Zyklotron, arbeitet mit konstantem Magnetfeld und fester Frequenz der Wechselspannung. Die obere Begrenzung der Protonenenergie — etwa 50 MeV — ist durch die Bedingung gegeben, daß die relativistische Massenzunahme hinreichend gering bleiben muß, daß die Teilchen nicht außer Takt kommen.

Dem Außertaktkommen der an Masse zunehmenden Teilchen wird durch Anpassung der Frequenz der Beschleunigungsspannung an die sich ändernde Umlauffrequenz begegnet. Frequenzmodulierte zyklische Teilchenbeschleuniger heißen Synchrozyklotrone (in der Sowjetunion Phasotrone). Die praktische Energiegrenze liegt bei 1000 MeV.

Die Synchrozyklotrone brauchen sehr große Magnete, da sie ein konstantes Magnetfeld über die gesamte Fläche der Spirale, die die Teilchen vom Mittelpunkt bis zur Endbahn durchlaufen (einige Meter Durchmesser), erzeugen müssen. Die Konstrukteure der Teilchenbeschleuniger haben einen Ausweg gefunden, um die Dimensionen der Magnete nicht weiter vergrößern zu müssen: Sie lassen die Teilchen keine Spiralbahn, sondern einen Kreis durchlaufen und müssen dann kein großes durchgehendes zylindrisches Magnetfeld erzeugen, sondern nur ein schmales kreisringförmiges. In diesem Fall müssen die Teilchen vorbeschleunigt werden, bevor sie in die kreisringförmige Beschleunigungskammer eintreten, weiterhin muß hier auch das magnetische Leitfeld allmählich vergrößert werden, so daß es die Teilchen trotz immer höherer Energie stets auf die gleiche Kreisbahn zwingt. Eine solche Maschine, in der sowohl die beschleunigende Wechselspannung frequenzmoduliert als auch das Magnetfeld zeitlich variabel ist, heißt Protonsynchrotron (in der Sowjetunion Synchrophasotron).

Derzeit gibt es vier Protonsynchrotrone, die in Betrieb sind: Die Maschine der Universität Birmingham, England, mit 1 GeV, das Cosmotron des Brookhaven National Laboratory im Staate New York mit 3 GeV, das Bevatron³ im Strahlungslaboratorium der Universität Berkeley in Kalifornien mit 6,2 GeV (Magnetgewicht 10 000 t, Magnetdurchmesser 41 m) und das Synchrophasotron des Kernforschungszentrums der UdSSR in Dubna mit 10 GeV (Magnetgewicht 36 000 t, Magnetdurchmesser 60 m). Neue Konstruktionsideen machen es möglich, das gesamte Stahlgewicht des Magneten wesentlich zu beschränken.

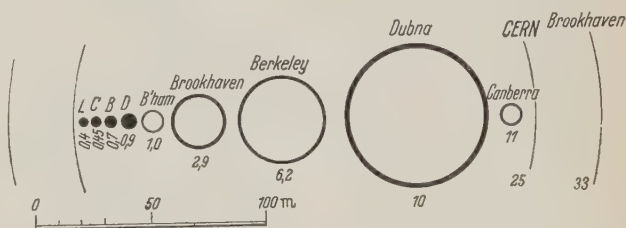


Abb. 1. Effektive Magnetflächen von Synchrozyklotronen (Liverpool, Chicago, Berkeley, Dubna) im Vergleich mit denen von im Betrieb oder im Bau befindlichen Protonsynchrotronen. Man beachte die extreme Schmalheit der Magnetringe der CERN- und der Brookhaven-Maschine. Die Zahlen bezeichnen die Protonenenergien in GeV [12].

Im Bau befindlich ist in Australien ein Protonsynchrotron mit 11 GeV⁴, im Argonne National Laboratory in Illinois eine Anlage mit 15 GeV, in Brookhaven eine Anlage mit 33 GeV. Das CERN-Protonsynchrotron in Genf soll eine Leistung von 25 GeV aufweisen (Magnetgewicht 3200 t, Magnetdurchmesser 200 m). Abb. 1 zeigt die Größenverhältnisse von Synchrozyklotronen und Protonsynchrotronen. In der Sowjetunion soll in den nächsten Jahren eine gigantische Maschine zur Beschleunigung von Protonen auf 50 bis 60 GeV gebaut werden (Magnetgewicht 22 000 t; Magnetdurchmesser 470 m) [20]. Mehrere Mitgliedstaaten des CERN führen neben ihrem Anteil an den großen Beschleunigerprojekten der europäischen Kernforschungsor-

³ Der Name rührt davon her, daß man Protonen auf BeV beschleunigen kann; nicht zu verwechseln mit den Betatron, das β -Teilchen = Elektronen beschleunigt.

⁴ Das Canberra-Protonsynchrotron verwendet einen Luftkern-Magneten, womit sich ein wesentlich stärkeres Leitfeld erzielen läßt als mit Eisenkern-Magneten, so daß sich der Durchmesser der Kreisbahn entsprechend reduziert. Über neue Konstruktionsideen für Hochenergiebeschleuniger siehe [12] [13].

ganisation den Bau von Hochenergiebeschleunigern im eigenen Lande durch (in Deutschland wird in Hamburg ein 6 GeV-Elektronensynchrotron mit einem Durchmesser von 60 bis 70 m errichtet [14]).

c) Projektierung der Bauten des europäischen Kernforschungsinstituts in Genf [15]

1951 begannen eine Anzahl europäischer Wissenschaftler und Staatsmänner mit den Vorarbeiten zur Gründung einer Kernforschungsorganisation von rein wissenschaftlichem Charakter mit einem gemeinsamen Laboratorium. Im Sommer 1952 wurden Ing. C. Hubacher, Davos, und Arch. Dr. R. Steiger, Zürich, als beratende Fachleute für den baulichen Teil des geplanten europäischen Kernforschungsinstitutes hinzugezogen. Bauumfang, Bauprogramm und die Ausmaße der großen Partikel-Beschleuniger waren damals nur in großen Zügen bekannt.

Auf Grund eingehender Vorstudien über Organisation und Finanzierung schlossen sich am 1. Juli 1953 die zwölf europäischen Staaten: Belgien, Dänemark, Deutsche Bundesrepublik, Frankreich, Griechenland, Großbritannien, Italien, Jugoslawien, die Niederlande, Norwegen, Schweden und die Schweiz zum gemeinsamen Bau und Betrieb dieses



Abb. 3. Luftansicht der Baustelle am 27. November 1956.
Photo Schmocker. CERN 100.

Die Gesamtdisposition der Anlage (Abb. 2), die in engster Zusammenarbeit zwischen Physikern, Architekten und Ingenieuren⁶ entwickelt wurde, umfaßt neben den beiden

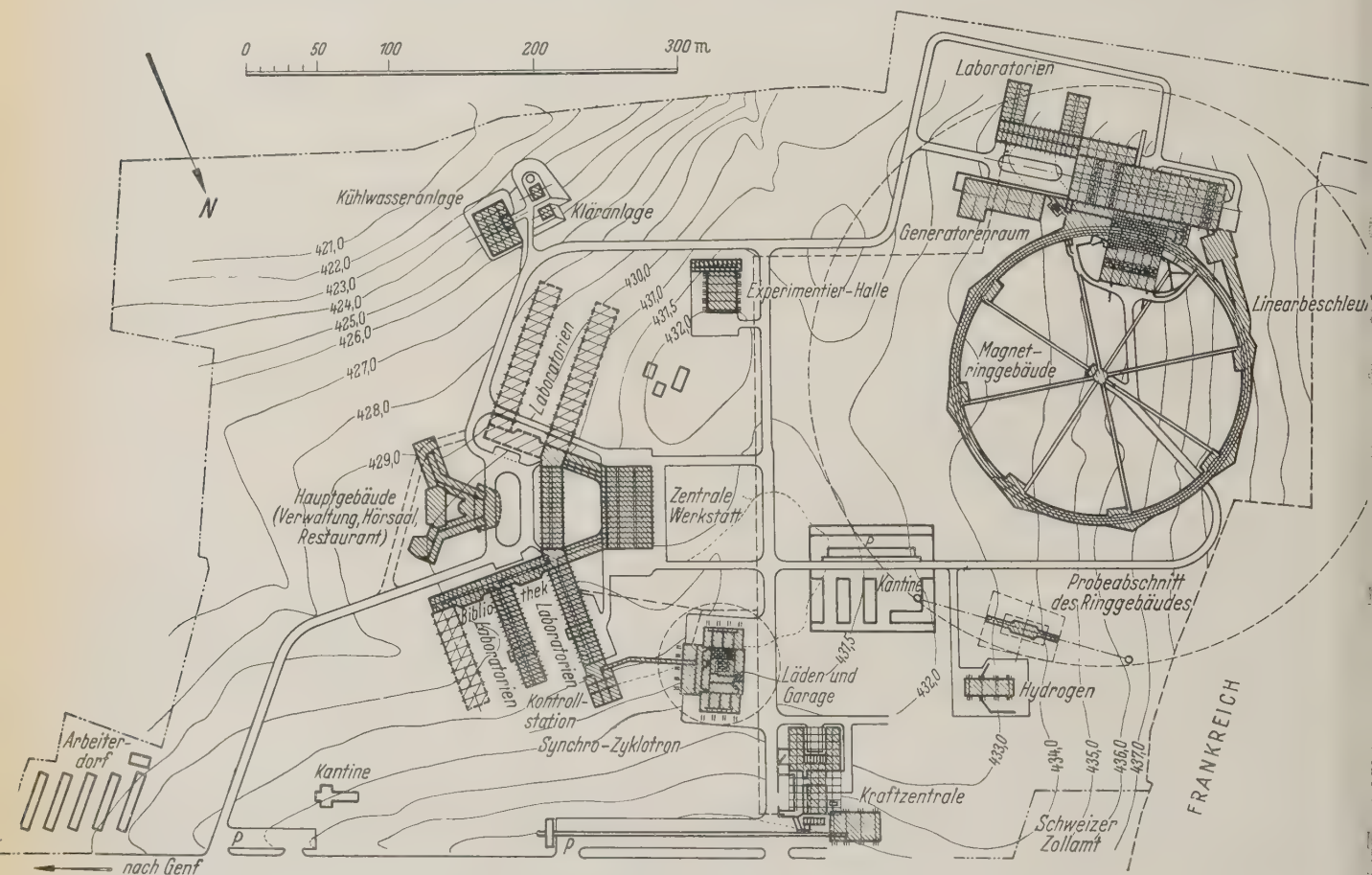


Abb. 2. Gesamtanlageplan der CERN-Laboratorien [8] (Darstellungsart abgeändert).

ersten europäischen Atomforschungszentrums zusammen⁵. Als Ort wurde Genf gewählt, und das Projekt gewann in seinen Einzelheiten bestimmtere Gestalt. Am 15. März 1954 wurde die Planung der gesamten Bauten in Auftrag gegeben.

⁵ Die wissenschaftlichen und administrativen Einzelheiten des CERN sind an anderer Stelle näher erläutert [1] bis [8].

⁶ Architekten: Dr. R. Steiger (Leitung der Gesamtprojektierung) und P. Steiger, Zürich; Ingenieure: H. R. Fietz und H. Hauri, Zürich, und C. Hubacher, Davos. Im Laufe der Projektierung wurden in 150 000 Arbeitsstunden 1900 bautechnische Zeichnungen angefertigt.

Hauptobjekten, den großen Beschleunigern, die für deren Betrieb, für Forschungs- und administrative Zwecke nötigen Nebenanlagen, wie Laboratorien, Werkstätten, eine Bibliothek, Wasseraufbereitungs- und Kühleinrichtungen, eine Kraft- und Heizzentrale, ein Bürogebäude mit Hörsaal und Restaurant sowie unterirdische Kanäle und Straßen.

Der Bauplatz liegt etwa 7 km in nordwestlicher Richtung vom Zentrum der Stadt Genf entfernt. Seine Größe beträgt rund 375 000 m². In dem zur Bebauung vorgesehenen Teil ist er leicht gegen Süden geneigt. Festgelagerte

Grundmoräne und Molasse-Sandstein in Tiefen von 4 bis 12 m bilden einen guten Baugrund.

„Von Anfang an spielte bei den Studien für die Gesamtanlage die ideale Forderung, die Abteilungen, in welchen theoretisch gearbeitet wird, mit den experimentellen Abteilungen und den großen Beschleunigern in möglichst nahe Beziehung zu bringen, eine große Rolle. Dies ist aber nur in beschränktem Maße möglich, da um die Beschleunigungsmaschinen Zonen liegen, in denen wegen Einflüssen der Strahlung bestimmte Messungen nicht ausgeführt werden

mente notwendige Beschleunigung von Atomkernteilen erfolgt, ist nach außen gegen die schädlichen Wirkungen der direkten und indirekten Strahlung durch 5,70 m dicke Wände aus Barytbeton von der Dichte $3,5 \text{ t/m}^3$ abgeschirmt.

Um die Leistungsfähigkeit des Synchrozyklotrons möglichst auszunützen, sind zwei Experimentierhallen vorgesehen. Die eine derselben dient Experimenten mit Protonen, die andere solchen mit Neutronen und Mesonen. Diese Hallen sind so geräumig gebaut, daß neue Experimente hinter mobilen Schutzwänden vorbereitet werden

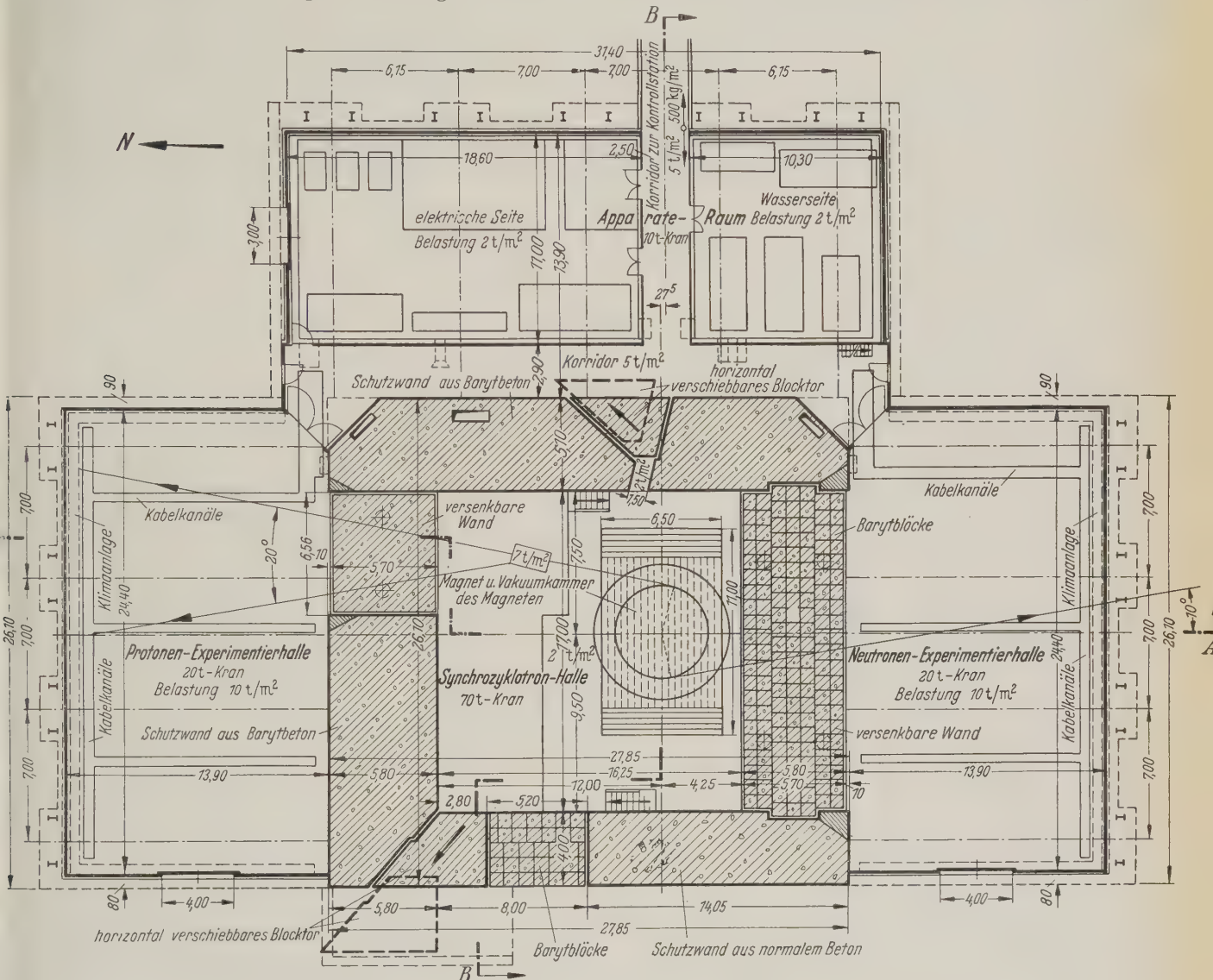


Abb. 4. Grundriß des Synchrozyklotron-Gebäudes [8] (Darstellungsart abgeändert).

können. Diese Zone ist beim Synchrozyklotron mit einem Durchmesser von 80 m angenommen, für das Protonensynchrotron beträgt sie 100 m gemessen von der Achse des Magneten. Außerdem ist vor der Neutronenseite des Synchrozyklotrons ein Experimentierfeld von 300 m Länge freizuhalten. Diese Bedingungen ergaben trotz des Bestrebens nach einer Zusammenfassung der Bauten eine verhältnismäßig ausgedehnte Gesamtanlage.“ Abb. 3 zeigt den Bauzustand am 27. November 1956.

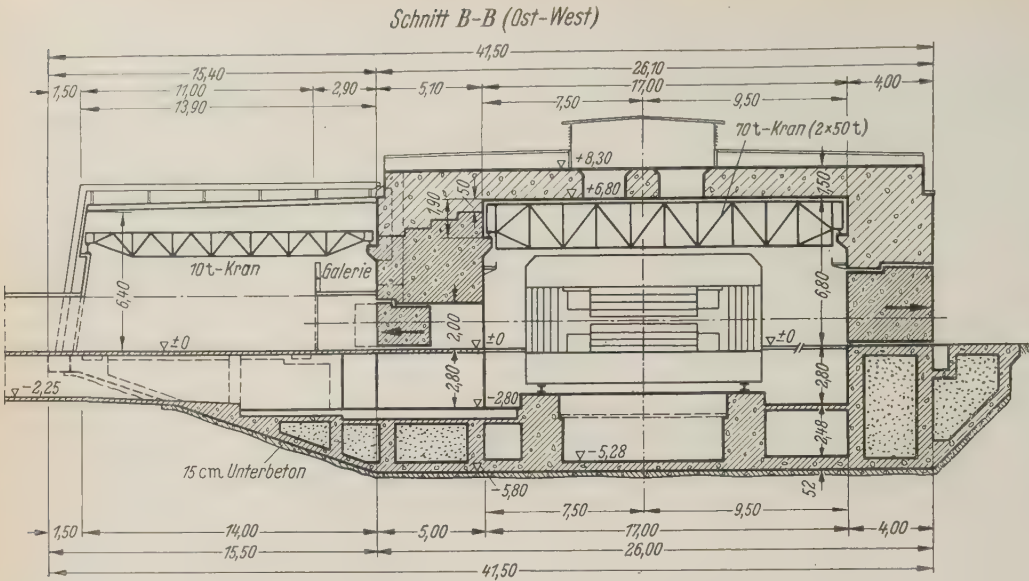
2. Der Bau des 600 MeV-Synchrozyklotron des CERN [8] [15] [16]

Den zentralen Teil des Synchrozyklotron-Gebäudes bildet ein Raum von $16,25 \cdot 17,0 \text{ m}$, der den 2500 t schweren Magneten mit seinen Wicklungen und die Vakuumkammer von 5,0 m Durchmesser und zahlreiche Zusatzapparate aufzunehmen hat. Dieser Raum, in dem die für die Experi-

können, während die Maschine in Betrieb ist. Symmetrisch zu diesen beiden sich gegenüberliegenden Hallen liegt ein dritter großer Raum, der zur Aufnahme der Transformator- und Generatoranlage, der Kühlwasser- und Klimaanlage usw. dient. Abb. 4 und 5 zeigen den Grundriß und Schnitte des Synchrozyklotrongebäudes.

Die Konstruktion der Strahlungsschutzwände gewährt große Freiheit in der Anordnung von Kanälen für den Durchlaß der Strahlenbündel in die Experimentierhallen. Die Wände sind teilweise versenkbar oder horizontal verschiebbar, teilweise aus 1,8 t schweren Blöcken lose aufgeschichtet auf einer versenkbaren Trägerkonstruktion. Änderungen der Ausschußöffnungen können nach Bedarf innerhalb kurzer Zeit vorgenommen werden.

Die Experimentierhallen und der Apparateraum haben außenliegende stählerne Tragkonstruktionen. Jeder Raum ist mit Kranen bestückt. Die V-förmige Anordnung der



Adams ein großes Team hervorragender Fachleute der Beschleunigungstechnik beteiligte. Zur Zeit hat der Stab der Protosynchrotron-Division des CERN etwa 150 Mitarbeiter.

Die bauliche Anlage des Protonsynchrotrons besteht im wesentlichen aus drei Teilen, nämlich dem Ring, der die Magneteinheiten mit dem 629 m langen und 8 cm weiten Beschleunigungsrohr aufzunehmen hat, der großen Experimentierhalle und dem Trakt mit den Forschungslaboratorien (Abb. 7).

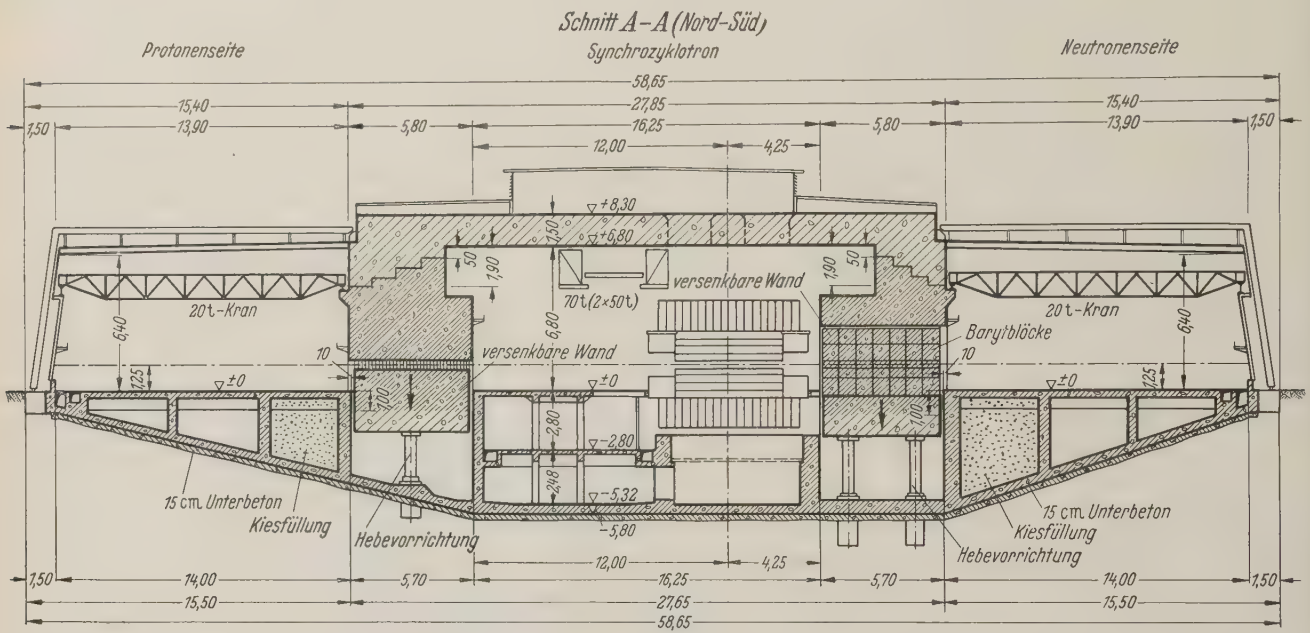


Abb. 5. Schnitte durch das Synchrozyklotron-Gebäude [8] (Darstellungsart abgeändert).

Stützen (Abb. 6) soll auf einfache Weise verhindern, daß durch die Bewegung der Krane zu große Erschütterungen auf die verhältnismäßig empfindlichen Apparategruppen der Experimentierräume übertragen werden. Die Hallenwände sind so konstruiert, daß nach Bedarf Teile davon geöffnet werden können, um Strahlenbündel für Experimente im Freien zu verwenden.

Eines der Hauptprobleme dieses Baues bildete die Aufnahme der außerordentlich großen Gewichte von Magnet und Schutzwänden (rd. 18 000 t) durch die Fundamente, wobei gefordert wird, daß zwischen dem zentralen Synchrozyklotron-Raum und den Experimentierhallen praktisch weder Setzungen unterschiedlicher Größe noch andere Deformationen auftreten dürfen. Die Fundamente wurden deshalb als eine sehr steife Kreuzrippenplatte mit großer Konstruktionshöhe ausgebildet, so daß sich das Bauwerk nur in seiner Gesamtheit setzen oder verdrehen kann.

3. Der Bau des 25 GeV-Protonsynchrotrons des CERN

a) Allgemeine Beschreibung [8] [15] [16]

Die Projektierung des Protonsynchrotrons mit alternierendem Gradienten des Magnetfeldes mit einer Leistung von 25 GeV erforderte umfangreiche theoretische Vorarbeiten, an denen sich unter der Leitung von J. B.

Das magnetische Führungsfeld wird durch hundert mit höchster Präzision ausgerichtete Magneteinheiten von 4,4 m Länge erzeugt, die durch feldfreie Abschnitte voneinander getrennt sind. In den feldfreien Abschnitten liegen die Beschleunigungsstrecken, die Korrekturlinsen und die Anschlüsse für die Vakuumpumpen für die Röhre



Abb. 6. Synchrozyklotron-Gebäude im Bau; Ansicht der Ostseite [8].
Photo CERN.

Der Ring ist teils in den Boden eingegraben und teils mit einem mehrere Meter mächtigen Erdwall überdeckt, um einen genügenden Strahlenschutz zu erhalten. Einen Querschnitt durch das Ringgebäude mit dem Magneten zeigt Abb. 8, einen Schnitt mit Parallelperspektive Abb. 9. Die Magnetringfundamente sind von dem sie umschließenden Ringgebäude vollständig getrennt und in Schächten auf den in 4 bis 6 m Tiefe anstehenden Molasse-Fels ge-

In einem weiteren an den Ring angeschlossenen Raum erfolgt die Umformung der elektrischen Energie in die erforderliche Stromart und Spannung. Der gesamte Strombedarf beträgt etwa 5000 kW. Davon dient ein Teil für den Antrieb der Schwungmasse, die die Energie so aufspeichert, daß in Intervallen von etwa 5 s Stöße bis zu 25 000 kW den Magnetwicklungen zugeführt werden können. Ein anderer Teil der elektrischen Energie wird für die

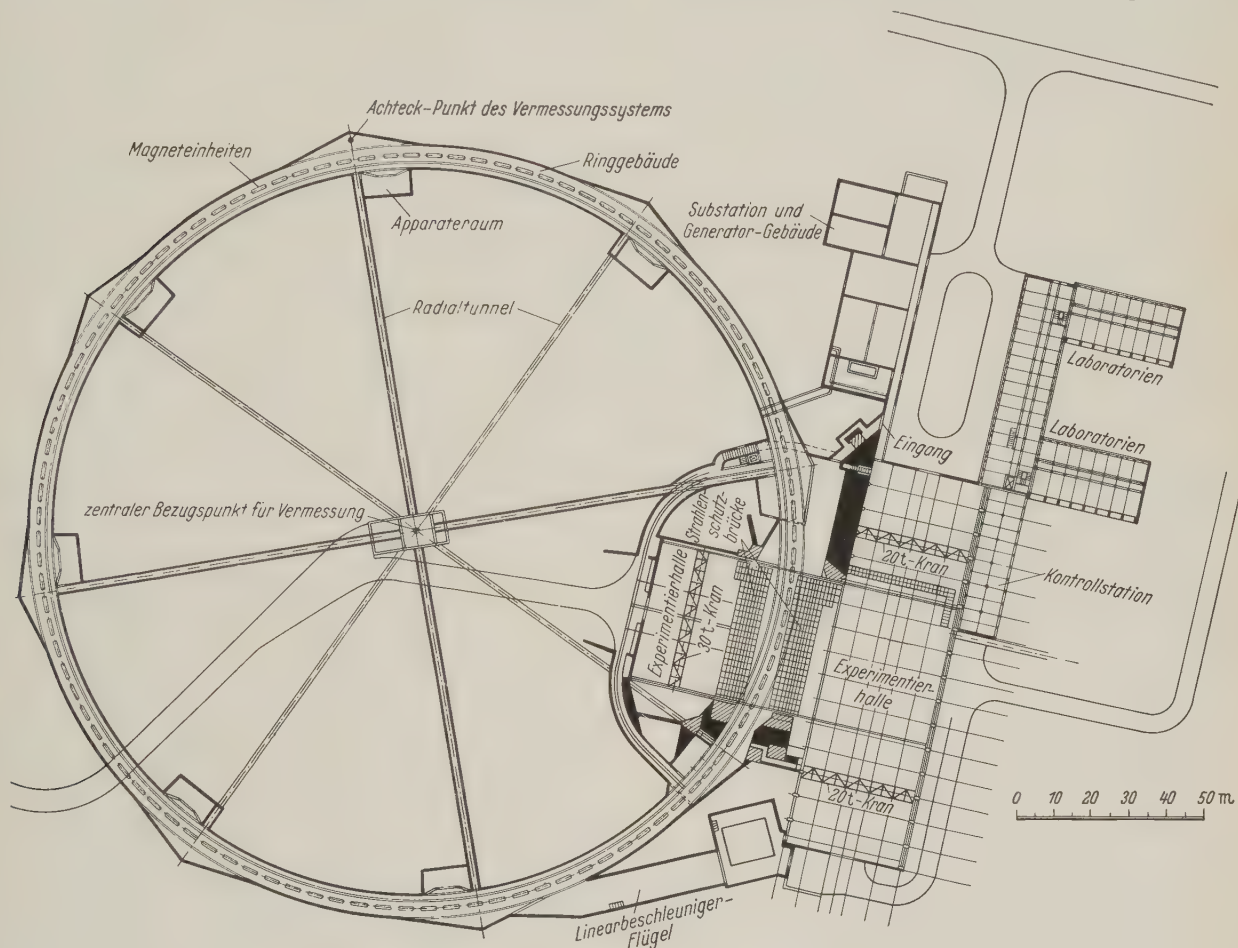


Abb. 7. Grundriß der Gesamtanlage des Protonsynchrotrons [17].

führt. Durch geeignete Arbeitsmethoden wird das Terrain im Bereich der Fundamente weitgehend geschont. So erfolgt beispielsweise der Abbau der Molasse ohne Sprengung, und tiefliegende Kanalisationen (rund 10 m unter Geländeoberfläche) wurden in Stollenbauweise statt im offenen Schlitz ausgeführt. Die technischen Einzelheiten der Ausführung sowie das Verhalten der Fundamente unter Last wurden an einem Probestück des Protonsynchrotron-Ringes außerhalb des eigentlichen Bauwerkes untersucht. Die Erfahrungen mit der vorgesehenen Baukonstruktion (Abb. 9) zeigten, daß mit der Einhaltung der von den Physikern vorgeschriebenen Setzungstoleranzen von einigen Zehntelmillimetern gerechnet werden kann. Mögliche Bewegungen der Fundamente lassen sich durch die mit großer Präzision justierbar ausgebildeten Auflager der Magnete ausgleichen.

Die einzelnen Elemente des Magnetringes werden auf Rädern in den Magnetkanal gefahren. Zur Montage und Auswechselung der Vakuumaggregate, Hochfrequenz- und anderen Apparate stehen Krane von 2 t Tragkraft zur Verfügung, die um den ganzen Ring bewegt werden können.

An den Ring angeschlossen ist der Raum für den 50 MeV-Linearbeschleuniger, der den Partikeln, die darauf im Ringbeschleuniger auf annähernd Lichtgeschwindigkeit getrieben werden, den Anfangsimpuls erteilt.

Zusatzapparate und die Ablenkmagnete in den Experimentierräumen verwendet.

Aus der Art der verschiedenen geplanten Experimente und der Verteilung der verschiedenen Strahlenrichtungen

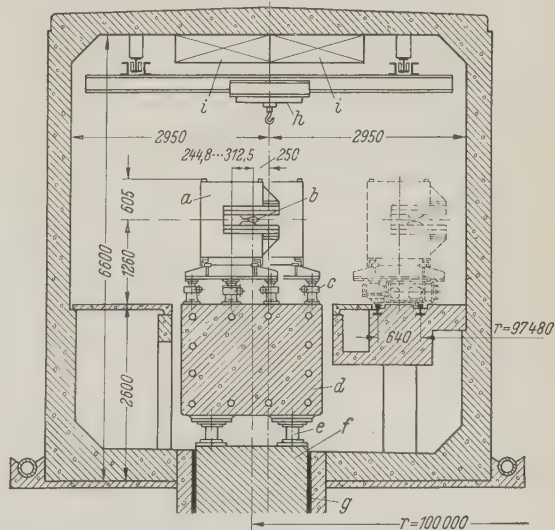


Abb. 8. Querschnitt durch das Ringgebäude des Protonsynchrotrons (Erklärungen siehe Abb. 9) [8].

gleichmäßig auf die Außen- und Innenseite des Ringes ergibt sich eine symmetrische T-Form der Experimentierhalle. Experimentierhalle und Magnetkanal sind durch eine 5,5 m dicke Strahlenschutzwand aus Barytbeton-Blöcken (Dichte 3,5 t/m³) voneinander getrennt. Der Vertikalstamm der Halle, der senkrecht zum Ring steht, ist in der Höhe so bemessen, daß der 30 t-Kran über dem aus Blöcken beiderseits und über dem Magnetring aufgebauten Strahlenschutz betätigt werden kann. Die anschließenden T-Schenkel sind als niedrigere Hallen vorgesehen. Das Übereinandergreifen der beiden seitlichen 20 t-Krane mit dem mittleren Kran erlaubt Transporte an beliebige Stellen der Halle (Abb. 7 und 10).

halt an Feinstteilchen nimmt die Wasserempfindlichkeit zu und die Festigkeit ab. Der Molasse-Sandstein wird von einer Moräne überlagert, die im Bereich der Baustelle 4 bis 6 m mächtig ist. Ihre ungestörte tiefere

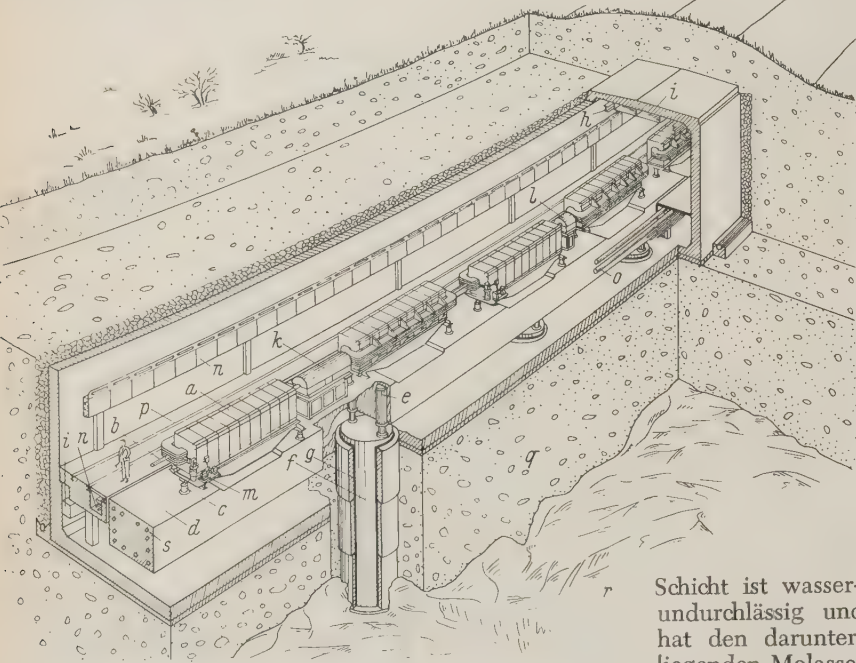


Abb. 9. Schnitt mit Parallelperspektive des Ringgebäudes [8].
a Magnet; b Vakuumröhre; c Justierspindel; d Beton-Ringträger; e Elastische Stütze; f Pfeilerfundament; g Bitumenummhüllung; h 2 t-Laufkran; i Ventilation; k HF-Beschleuniger; l Linse; m Vakuumpumpe; n Elektrische Leitungen; o Magnet-Wasserkühlung; p Schienen der Ringbahn; q Moräne; r Molasse; s Wasserpump- leitungen.

Für die Experimente werden meist sehr schwere Apparate verwendet. Dazu kommen die Strahlenschutzanlagen aus schweren Materialien. Deshalb muß die Bodenplatte der Halle sehr tragfähig ausgebildet werden; Bemessung für 10 t/m². Der Boden enthält ein Netz von abdeckbaren Kanälen, die das Abwasser der Kühlanlagen für die Magnete aufnehmen und die Kabelverbindungen der Apparate unter sich und mit der Kontrollstation, dem Generatorraum und dem Magnetring ermöglichen, ohne den Verkehr mit den auf Rollen verfahrbaren Apparaten zu hindern. Die im Strahlenbereich stehenden Stahlbetonstützen enthalten zur Verhütung des Aufbaus störender elektrischer Felder ein Minimum an Bewehrung.

Westlich gliedert sich ein kammförmiger Laboratoriumstrakt an die Halle an, wo die Kontrollanlagen für den Magneten sowie Zusatzapparate aufgestellt sind, Versuche ausgewertet und erforderliche Geräte angefertigt werden.

b) Geologische Verhältnisse [17] [8]

Die Baustelle des CERN bei Meyrin nahe Genf liegt am Süden eines langen hügeligen Tales, das im Norden vom Schweizer Jura und im Süden von den Bergen von Savoy begrenzt wird. Unter der Talsohle steht ein Molasse genannter Sandstein in einer Mächtigkeit von mehreren hundert Metern an. Aussehen und mechanische Eigenschaften der Molasse wechseln stark. Die Korngröße variiert von 1 mm bis zu kolloidaler Größe. Mit steigendem Ge-

Schicht ist wasser- undurchlässig und hat den darunterliegenden Molasse-Sandstein vollkommen trocken gehalten. Bei den Bauarbeiten mußte man unbedingt darauf achten, den Fels in diesem Zustande zu bewahren. Im allgemeinen wird sowohl der Sandstein als auch die Moräne auf dem Boden dieses großen Tales in der Nähe von Genf als ausgezeichnete Bau- grund angesehen.

Die in über zwei Jahre während der Arbeit durchgeführte geologische Erkundung des CERN - Geländes ergab, daß es nicht möglich war, die Maschine auf nur eine Felsart zu gründen. Es können drei Arten der anstehenden Molasse unterschieden werden: harter Mergel, weicher

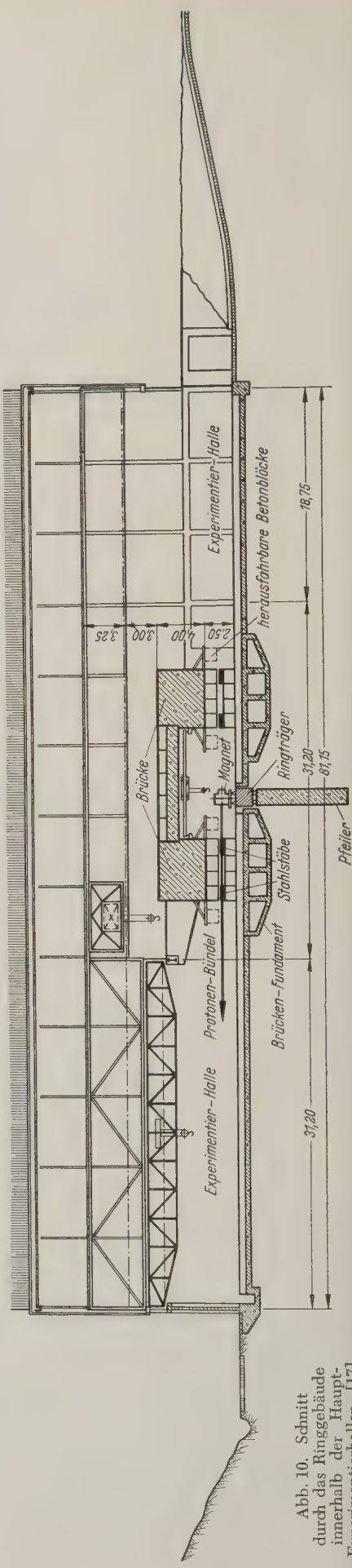


Abb. 10. Schnitt durch das Ringgebäude innerhalb der Haupt- experimentierhallen [17].

Mergel und Sandstein. Druckversuche zeigten, daß nur der weiche Mergel sich unter der Belastung durch die Fundamente in wesentlichem Maße zusammendrücken würde. Untersuchungen über die Quellung der Prüfkörper bei Wasseraufnahme ergaben, daß es auch bei einem sehr sorgfältig angelegten Dränsystem ratsam ist, eine Gründung auf dem weichen Mergel zu vermeiden. Durch den Erwerb eines zusätzlichen Landstückes war es möglich, diesen besonderen Molasse-Schichten aus dem Wege zu gehen.

Das Ausfindigmachen eines für die Aufnahme der Fundamente des Ringmagneten geeigneten Felsplateaus auf dem Gelände des CERN war jedoch nur der eine Teil des Gründungsproblems. Der andere bestand in der Feststellung, ob die Stabilität dieses Felsplateaus den extrem engen Toleranzen dieser Maschine genügen würde. Die Bewegungen des Bodens sind durch äußerst genaue geodätische Bestimmungen der Lage und Höhe von sechs etwa 1 m tief in der Moräne gegründeten Punkten ermittelt worden. Die auf den Ring von 100 m Radius umgerechneten horizontalen Verformungen des Geländes zeigen ein überraschendes Ergebnis: Im Mai und Juni 1955 betrugen diese Formänderungen bis zu 1 cm auf 100 m, vor Mai und nach Juli blieben sie innerhalb von 1 mm pro 100 m. Die vertikalen Bewegungen blieben stets geringfügig. Auf der Suche nach den möglichen Ursachen der Bodenbewegungen wurden in Betracht gezogen: Der Einfluß von Wasser unter der Molasse, von Wasser in der Moräne und von bautechnischen Bodenbewegungen.

Es ist denkbar, daß Variationen im hydrostatischen Druck von Wasser unter der Molasse, auf dessen Vorhandensein verschiedene Fakten hindeuten scheinen, Dehnungen und Zusammenziehungen der Molasse und damit auch Bewegungen der überlagernden Moräne verursachen können. Sollte dies der Fall sein, so wäre eine Gründung des Magnetringes auf dem Felsen nicht besser als auf der Moräne und gleich bedenklich für den Betrieb der Maschine. Messungen zur Feststellung, ob das Gelände relativ zu entfernten Festpunkten steigt und fällt, sind ohne positive Ergebnisse geblieben.

Die Bewegungen der Felsoberfläche, auf die die Magnetfundamente aufgesetzt werden, relativ zu der Moräne in 1 m Tiefe sind neben den geodätischen Punkten mit Hilfe umgekehrter Pendel gemessen worden. Am Boden eines Bohrloches ist ein Draht am Felsen befestigt, an dessen oberen Ende eine hohle Metallkugel in einem mit Wasser gefüllten Brunnen schwimmt, der 1 m tief in die Moräne eingelassen ist. Mit Hilfe eines Mikroskopes wird die Bewegung der Schwimmkugel relativ zum Brunnen gemessen, d. h. die Bewegung des Molasse-Felsens relativ zu der 1 m tiefen Schicht in der Moräne. Die bisherigen Ergebnisse deuten darauf hin, daß die großen Bewegungen der Moräne nicht vom Felsuntergrund her-rühren.

Das Oberflächenwasser dringt 1 bis 2 m tief in die Moräne ein. Somit stehen die Vermessungspunkte im Bereich der Variation des Wassergehaltes. Es ist denkbar, daß das Durchsickern von Wasser durch die geneigte obere Schicht der Moräne Dehnungen und Zusammenziehungen verursacht. Meßergebnisse über die Richtung der Bewegungen der Moräne stützen diese Beobachtung. Da sich jedoch die extrem großen Bewegungen der Moräne nicht wiederholt haben, können offenbar nur die kleineren Bewegungen dieser Ursache zugeschrieben werden.

Während der ersten Hälfte 1955 wurden auf der Baustelle große Ausschachtungen für die Experimentierhalle des Protonsynchrotrons vorgenommen, die zwischen den geodätischen Punkten liegt; ferner wurden während dieser Zeit große Mengen Aushubmaterial auf dem Baugelände abgelagert, ein Teil davon innerhalb des Ringes. Die großen Abmessungsänderungen des Geländes können mit hoher Wahrscheinlichkeit auf diese erheblichen Erdbewegungen zurückgeführt werden.

Die Formationen der Schweiz unterliegen periodischen seismischen Störungen. Im Bereich von Genf ereignen sich im Durchschnitt am Tage zehn Mikroseismen mit Amplituden von wenigen Mikron, 12 kleine Seismen pro Jahr mit Amplituden von 20 bis 30 Mikron und im Abstand von einigen Jahren Beben mit Amplituden von etwa $\frac{1}{3}$ mm, die bereits recht deutlich spürbar sind. Es treten vom Erdinneren her Kontraktions- und Dilatationswellen mit Perioden von etwa $\frac{1}{2}$ s mit Beschleunigungen von $\frac{1}{100}$ bis $\frac{1}{10}$ g auf, die für die Maschine schädlich sein können, sowie auf der Erdoberfläche fortlaufende Wellen mit Perioden von 10 bis 60 s, die wegen der Resonanzen, die sie in dem Unterbau der Maschine hervorrufen können, ebenfalls den Betrieb der Maschine beeinträchtigen können. Den Beschleunigungen der Fundamente des Protonsynchrotrons durch diese seismischen Wellen muß durch eine geeignete Dämpfung begegnet werden. Eigenschwingungsperioden von $\frac{1}{2}$ s und 10 bis 60 s müssen möglichst vermieden werden.

c) Verformungstoleranzen des Magnetringes [17]

Aus verschiedenen Gründen sind die Parameter des Protonsynchrotrons so gewählt, daß auf einen Umlauf durch den Beschleunigungsring 6,25 Betatronschwingungen⁷ kommen. Die Maschine ist damit gegenüber den Bewegungen der Lagerung am empfindlichsten, durch die der exakte Kreis und die exakte Ebene so verformt wird, daß auf den Umfang 6 oder 7 Wellen⁸ in der Vertikalen oder der horizontalen Ebene kommen. Bei zu großer Amplitude der Wellungen überschreitet die Abweichungsamplitude des Protonenbündels die Abmessungen der Vakuumkammer, so daß keine Partikel beschleunigt werden können. Da noch zahlreiche andere Faktoren bei einer Abweichung des Protonenbündels eine Rolle spielen, ist die höchstzulässige Abweichung aus der Ursache der Verformung des Ringes allein zu 1 cm angesetzt.

„Eine einfache Translation oder Verkipfung der gesamten Fundamentebene (Kreisfrequenz 1) ist für die Maschine völlig bedeutungslos. Wenn sich der Bauplatz beispielsweise in Nord-Süd-Richtung verlängert und in Ost-West-Richtung verkürzt, so daß aus dem Kreis eine Ellipse (Kreisfrequenz 2) wird, ist die Toleranz für die maximal zulässige Abweichung der Ellipse vom Kreis mit 38 mm ziemlich groß.“ Bei 3 Verformungswellen liegt die Toleranzgrenze für die Amplitude bei 14 mm, bei 4 Wellen bei 6,1 mm und bei 5 Wellen bei 2,4 mm. Maßgebend für den Entwurf der Fundamente ist die Empfindlichkeit der Maschine gegenüber 6 oder 7 Verformungswellen auf den Kreisumfang, wobei die Toleranz 0,38 mm bis 0,86 mm beträgt. Die Toleranz für die Amplitude bei 8 bis 20 Wellen ist zu etwa 2 mm ermittelt worden.

d) Einflüsse von Bau- und Betriebszuständen der Strahlungsschutzanlage auf den Baugrund [17]

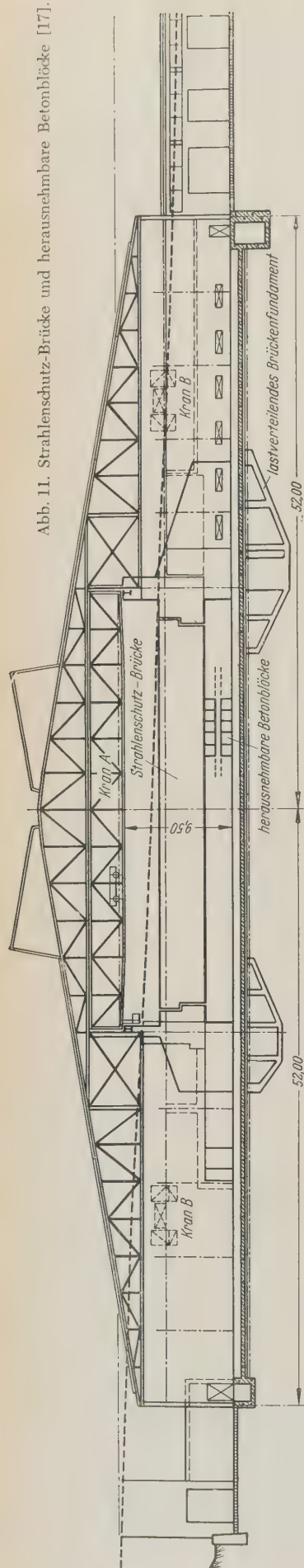
Die von dem Protonsynchrotron emittierte, außerordentlich durchdringende Strahlung muß zum Schutze sowohl der in den Experimentierhallen arbeitenden Physiker als auch unbeteiligter Personen durch eine Strahlungsschutzanlage abgeschirmt werden⁹. Die Masse des für eine Maschine von derartig hoher Energie erforderlichen Strah-

⁷ Bei der Einschleusung der Partikel sind kleine Richtungsfehler nie ganz zu vermeiden. Eine große Zahl von Teilchen erleidet auch unterwegs Richtungsabweichungen. Damit möglichst viele der eingeschleusten Teilchen vom Beschleunigungszyklus erfaßt werden und unterwegs gegen Richtungsstörungen gesichert sind, ist ein Führungsfeld erforderlich, dessen räumlich fokussierende Kräfte rücktreibend auf die mit Richtungsfehlern behafteten Teilchen wirken. Diese rücktreibenden Kräfte bewirken Sinusschwingungen der Teilchen um den Sollkreis. Man nennt sie Betatronschwingungen, weil sie zuerst beim Betatron genauer untersucht worden sind [16].

⁸ Dazu ist zu sagen, daß die eintretenden Verformungen, die natürlich keine einfachen Kreisfunktionen sein werden, durch eine Fourier-Analyse in harmonische Teilwellen zerlegt werden müssen, deren Einfluß auf den Betrieb der Maschine dann errechnet werden kann.

⁹ Siehe dazu [18]. Ein CERN-Bericht über die Berechnung der Strahlungsschutzanlage des Protonsynchrotrons ist bisher nicht herausgegeben worden.

Abb. 11. Strahlenschutz-Brücke und herausnehmbare Betonblöcke [17].



lungsschutzmaterials ist sehr groß, und die sich daraus ergebende Bodenbelastung muß beim Entwurf der Magnetfundament berücksichtigt werden.

Der eine Teil der Strahlungsschutzanlage besteht aus einem Erdwall über dem Ringgebäude, der einen permanenten Schutz für Physiker und unbeteiligte Personen bietet. Die benötigten Erdmassen wurden durch entsprechend tiefliegende Anordnung des ganzen Ringgebäudes und der Experimentierhallen vollständig aus Aushubmaterial gewonnen, desgleichen die Erdmassen für die Aufschüttung eines 20 m hohen Hügels, der dem Schutze von in Richtung der extrahierten Haupt-Protonenbündel liegendem Land und Dörfern dient. Die Zwischenlagerung von vie-

len Tausenden von Tonnen Aushub vor der Wiederverwendung stört die während der letzten 50 000 Jahre bestehende natürliche Belastung der Molasse. Um eine Beschränkung dieser Störung auf ein Mindestmaß zu erzielen, wurde ein detaillierter Plan für die Ablagerung jeder Baggerfassung Aushubmaterial aufgestellt, desgleichen erfolgte die Entnahme von Erdmassen zum Einbau nach einem genau festgelegten Plan.

„Die Schutzwände zwischen dem auf einem Fünftel des Umfanges der Maschine aufgestellten Targets und den Experimentierhallen stellen ein weiteres Bodenbelastungsproblem dar. Diese für den Schutz der Physiker und die Herabsetzung der Hintergrundstrahlung für die Meßgeräte erforderlichen schweren Betonschutzwände müssen umbaufähig sein, so daß die Durchlaßkanäle für die Strahlungsbündel nach den Experimentieranforderungen geändert werden können. Bei kleineren Beschleunigungsmaschinen wird dieses Problem durch Aufbau der Schutzwände aus Betonblöcken gelöst, die jedesmal abgebaut und neu aufgebaut werden, wenn die Durchlaßkanäle geändert werden müssen. Die Schutzwände dieser Maschine einschließlich 2 m dickem Dach haben ein Gewicht von 10 000 t. Abgesehen von der für den Abbau von Dach und Wänden zur Änderung eines Durchlaßkanals erforderlichen Zeit würde die Verlagerung großer Lasten in der Nähe der Fundamente der Maschine gerade die für den Betrieb des Beschleunigers so schädlichen Fundamentbewegungen verursachen. Demzufolge mußte nach einer Lösung gesucht werden, die Änderungen der Durchlaßkanäle bei minimaler Bewegung von Betonmassen vorzunehmen gestattet. Den endgültigen Entwurf zeigen Abb. 10 und 11. Die 40 m langen Spannbetonträger aus gewöhnlichem Beton auf beiden Seiten der Maschine haben einen Querschnitt von 5,5 · 4,0 m und ein Gewicht von je 2400 t. Die auf diese beiden Träger aufgelagerten Überdeckungsplatten und Blöcke werden selten bewegt. An der Unterseite der Träger hängen an Schienen verfahrbar kleine Schwerbetonblöcke von 3 t Gewicht. Auf dem Boden unter den Trägern stehen ebensolche verfahrbare Schwerbetonblöcke. Zwischen beiden Blockschichten befindet sich eine 30 cm hohe Lücke, durch die die Partikelbündel aus der Maschine durchschießen können. Die Lücke wird durch zwei Reihen von 1,25 m langen, auf den unteren Betonblöcken aufliegenden Stahlstäben in Durchschußkanäle eingeteilt.“ „Bei einem Umbau der Kanäle brauchen nur einige der oberen Betonblöcke auf beiden Seiten der Wand herausgefahren, die Stahlstäbe umgeordnet und die Blöcke wieder hereingefahren werden. Bei einem solchen Umbau müssen ungefähr 50 t Beton bewegt werden anstatt von etwa 1000 t, wenn die Wand vollständig aus Betonblöcken bestände.“

e) Entwurf des Magnetfundamentes und des Ringgebäudes [17]

Für die Foundation des Magnetrings des Protonensynchrotrons wurde zunächst eine „schwimmende“ Gründung in Betracht gezogen, wovon man aber sowohl aus Gründen der Stabilität als auch der Kosten bald wieder abkam (jedoch enthält der Ausführungsentwurf des Magnetunterbaus in horizontaler Ebene gewisse Merkmale einer schwimmenden Gründung). Man entschied sich nach verschiedenen Vorentwürfen für eine Gründung mit einzelnen im guten Fels gegründeten Betonpfählen mit durchlaufendem Kopfringträger aus Stahlbeton. Die Last der Strahlenschutzauflage wird durch ein Ringgebäude aufgenommen, das die Magnetfundamente einschließt, ohne mit ihnen verbunden zu sein, so daß allfällige Bewegungen infolge Setzungen in der Aufschüttung oder Regenfall sich nicht den Magnetfundamenten mitteilen.

Bei einer steifen Verbindung der Pfeilerköpfe mit dem Ringträger treten zwei Probleme auf. Das eine hängt mit dem Schwinden des Betons (ursprünglich mit 1 cm auf

100 m angenommen) zusammen und ist durch Anordnung von Betonierfugen, die nach dem Abklingen des wesentlichen Schwindprozesses geschlossen werden, leicht zu lösen. Das zweite Problem ist die große Empfindlichkeit einer derartigen Konstruktion gegenüber Temperaturänderungen entlang des Ringes. Das Ergebnis einer Formänderungsberechnung für den Fall der Erwärmung eines 10 m langen Teiles des Ringträgers um 1°C über die Temperatur des übrigen Ringteiles ist in Abb. 12 dar-

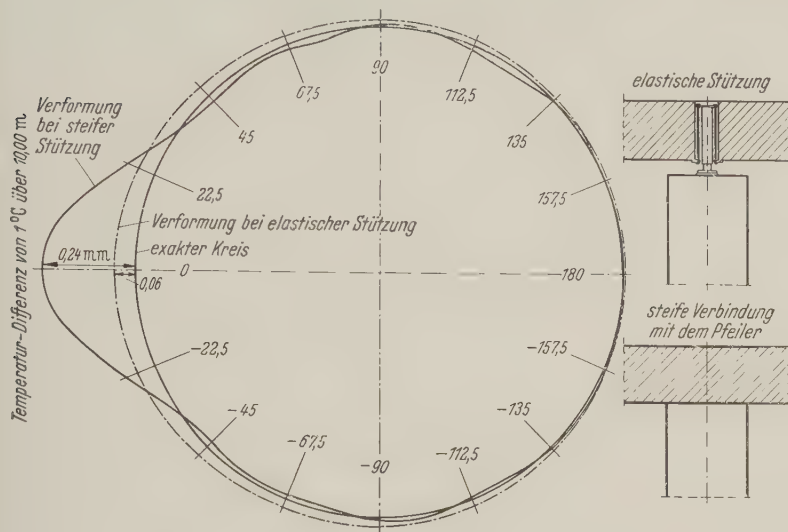


Abb. 12. Verzerrung des Ringträgers bei steifer Verbindung mit den Pfeilern und bei zwischengeschalteter elastischer Stützung [17].

gestellt. Wegen der viel größeren Steifigkeit von Ringträger und Pfeilern in tangentialer als in radialer Richtung entsteht eine starke örtliche Abweichung von der Kreisform.

Zur Verringerung der Verzerrungen des Ringträgers infolge Temperaturänderungen innerhalb des Ringgebäudes wurden drei Maßnahmen in Betracht gezogen, die einzeln oder zusammen anwendbar sind.

Die erste Maßnahme besteht in der Erzielung eines möglichst konstanten Raumklimas in der engeren Umgebung des Ringträgers. Acht gleichmäßig im Ringgebäude verteilte Ventilationsanlagen führen der Unterseite des Ringträgers nach Bedarf warme oder kalte Luft zu. Die Luft fließt an den Seiten des Trägers entlangstreichend in den oberen Teil des Ringgebäudes, von wo aus sie durch Kanäle an der Decke den Ventilationsanlagen wieder zugeführt wird. Da die Bedingungen entlang des Ringes stark variieren, insbesondere in der Nähe der Experimentierhallen, ist es mit mehreren getrennt gesteuerten Ventilationsanlagen besser möglich, eine gleichförmige Temperatur zu erzielen als mit einer zentralen Anlage.

Die zweite Maßnahme besteht in der Erhöhung der Wärmeleitfähigkeit des Ringträgers, so daß Variationen der Lufttemperatur entlang des Ringgebäudes bedeutend kleinere Temperaturdifferenzen im Ringträger verursachen. Somit brauchte sich die Luftkonditionierung im Ringgebäude nicht in so engen Toleranzen halten, was die Anlage sehr verbilligt. Ein besonders einfacher Weg, die Wärmeleitfähigkeit des Ringträgers beträchtlich zu erhöhen, besteht in dem Einbetonieren von Wasserrohren nahe der Oberfläche des Trägers und Umpumpen von Wasser um den gesamten Ring.

Die dritte Maßnahme zielt auf die Herabsetzung der Empfindlichkeit der Konstruktion gegenüber Temperaturvariationen ab. Auf der Suche nach einer Möglichkeit,

Die Steifigkeit der Konstruktion in tangentialer Richtung auf die Größenordnung der radialen Steifigkeit zu reduzieren, wurde zunächst die Anordnung von Rollen mit radial gerichteter Achse zwischen Pfeilern und Ringträger praktisch ausprobiert. Die Versuche zeigten jedoch, daß die Reibung der Rollen auch bei bester Ausführung einen äußerst nachteiligen Einfluß auf den Betrieb des Protonensynchrotrons hätte, weil der Ringträger ausknicken und bei Überwindung der Rollreibung durch die inneren Kräfte plötzlich rückspringen würde. Diese Nachteile treten bei der Verwendung eines Systems von elastischen Stützungen (Abb. 13) nicht auf. Der günstige Einfluß der elastischen Stützungen auf die Verformungen des Ringes infolge Temperatureinflüssen ist aus Abb. 12 zu ersehen. Allgemein setzt das elastische Stützungssystem die Empfindlichkeit der Maschine gegenüber der maßgebenden sechsten harmonischen Komponente in radialer Richtung auf $1/7$ herab. In vertikaler Richtung ist die Verbindung des Ringträgers mit den Pfeilern als steif anzusehen. Gegen Verdrehung des Ringträgers infolge unsymmetrischer Belastung durch die Magnelemente ist die elastische Stützungen so steif als möglich ausgebildet.

Ringträger und elastisches Stützungssystem können in radialer Richtung in zahlreichen Figuren schwingen. „Die niedrigste Frequenz, die einer Gesamt-Ringschwingung ohne Verzerrung des Ringträgers ($n = 1$) entspricht, ist 3,3/s. Die höchste mögliche Frequenz, die bei einer Schwingungsfigur vorliegt, bei der alle 80 Pfeiler als Knoten wirken ($n = 40$), ist 43/s. In diesem weiten Frequenzbereich sind viele bekannte Erregerfrequenzen enthalten, wie seismische Störungen und Schwingungen von Maschinen mit umlaufenden Teilen, so daß sich der Einbau eines Dämpfungssystems notwendig machte, das ein Anwachsen der Schwingungsamplituden im Ringträger ver-

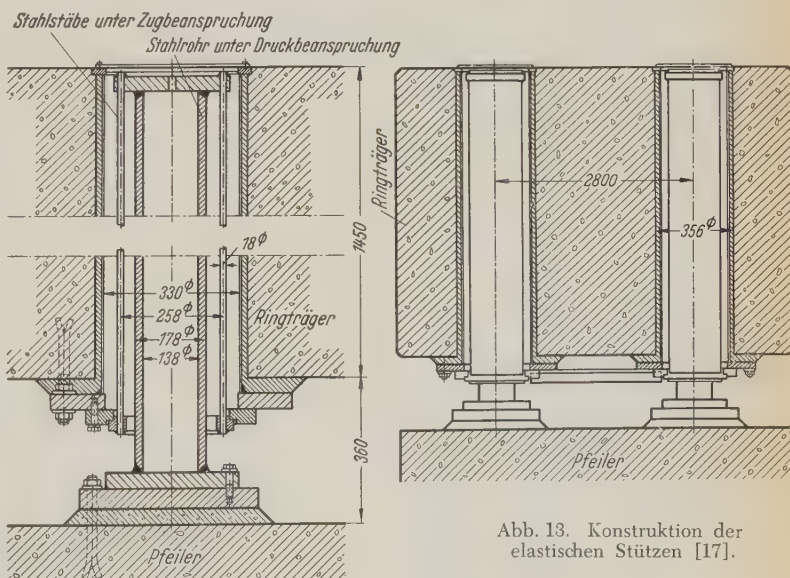


Abb. 13. Konstruktion der elastischen Stützen [17].

hüten soll.“ Zur Ausführung gelangte ein sehr einfaches System, das Pech als Dämpfungsflüssigkeit und als bewegliches Teil in den Ringträger einbetonierte I-Trägerabschnitte verwendet. Die Behälter für die Dämpfungsflüssigkeit sind in den steifen Boden des Ringgebäudes einbetonierte Stahlbetonkästen. Die Dämpfer werden entlang dem Ringträger in der Mitte zwischen den Pfeilern abwechselnd an beiden Trägerseiten angeordnet. Auf diese Weise werden auch die Verdrehungsschwingungen gedämpft.

f) Messungen an einem Probeabschnitt
von natürlicher Größe [17]

Zur Prüfung der zahlreichen Besonderheiten der Fundamentkonstruktion und der physikalischen Konstanten des Felsens und der Moräne, die nur unter Laboratoriumsbedingungen ermittelt worden waren, entschloß man sich, um sicher zu gehen, einen mit Klimaanlage ausgerüsteten

Probeabschnitt des Ringgebäudes und Magnetunterbaus in voller Größe und mit 20 % mehr Erdüberschüttung als für den Strahlenschutz erforderlich in der Nachbarschaft der Maschine selbst zu erbauen (Abb. 14). Die durch Messungen an diesem Probeabschnitt gewonnenen Ergebnisse und die daraus folgenden Änderungen für den endgültigen Entwurf haben die Aufwendungen an Zeit und Geld für dieses Projekt voll gerechtfertigt.

Plastische Verformungen des Felsuntergrundes unter Vollast konnten nicht festgestellt werden, obgleich unter dem Probeabschnitt verhältnismäßig minderwertiger Mergel ansteht. Jedoch erhöhten an den Pfeilern mit einer an der Oberseite angreifenden Horizontalkraft durchge-

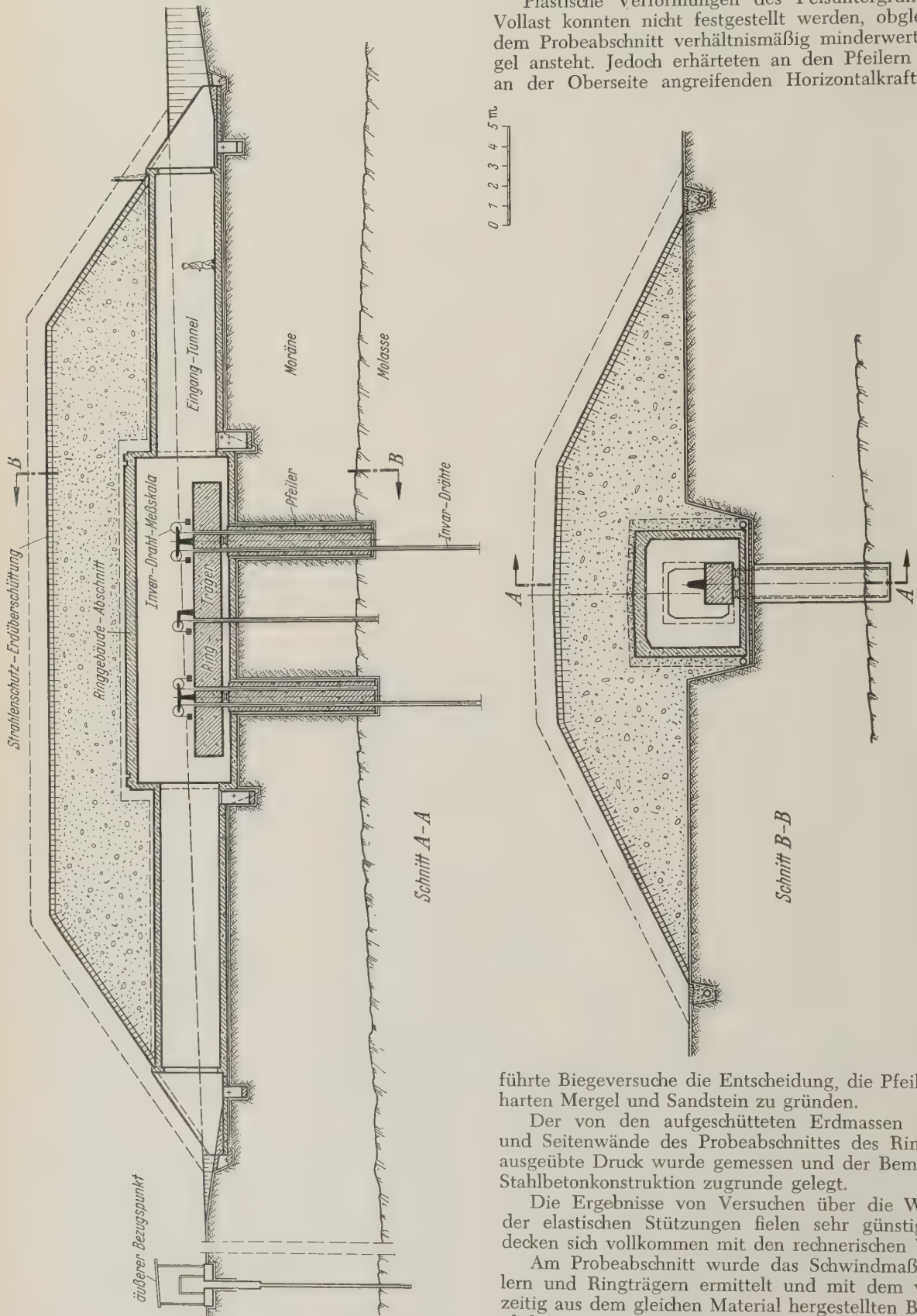


Abb. 14. Probeabschnitt des Ringgebäudes [17].

führte Biegeversuche die Entscheidung, die Pfeiler nur auf harten Mergel und Sandstein zu gründen.

Der von den aufgeschütteten Erdmassen auf Decke und Seitenwände des Probeabschnittes des Ringgebäudes ausgeübte Druck wurde gemessen und der Bemessung der Stahlbetonkonstruktion zugrunde gelegt.

Die Ergebnisse von Versuchen über die Wirksamkeit der elastischen Stützungen fielen sehr günstig aus und decken sich vollkommen mit den rechnerischen Werten.

Am Probeabschnitt wurde das Schwindmaß von Pfeilern und Ringträgern ermittelt und mit dem von gleichzeitig aus dem gleichen Material hergestellten Blöcken verglichen. Die Blöcke ($200 \cdot 50 \cdot 30$ cm und $100 \cdot 100 \cdot 50$ cm)

wiesen ein lineares Schwindmaß von etwa $3 \cdot 10^{-5}$ auf. Die Schwindung des Trägers, deren Maß wegen Temperatur- und Feuchtigkeitseinflüssen schwierig zu ermitteln war, betrug 1 bis $2 \cdot 10^{-5}$. Das Schwinden war nach etwa 100 Tagen abgeklungen. Die seitlich mit Bitumen umhüllten Pfeiler, die nur in der Längsrichtung Wasser abgeben konnten, zeigten überhaupt keine Schwindung. Bei Verwendung eines Betons von gleich hoher Güte würde sich der Ringdurchmesser von 200 m um nur 4 mm verkürzen. Bei abschnittweisem Betonieren und Fugenschluß nach erfolgtem Schwinden sind keinerlei Schwierigkeiten zu erwarten.

g) Das Vermessungssystem für das Ausrichten des Magneten und sein Einfluß auf den Entwurf des Protonsynchrotron-Gebäudes [17] [8]

Alle bisher erbauten Synchrotrone, einschließlich des 6 GeV Bevatron und der sowjetischen 10 GeV Maschine, sind in Hallen erbaut worden, in denen es möglich gewesen ist, den Magneten mit Hilfe von Radiusstab und Flüssigkeitsspiegel auszurichten. Das genaue Ausrichten des Magneten in einem ringförmigen Tunnel stellt die Vermessungsingenieure vor erhebliche Probleme.

Die sicherste Methode der Festlegung eines Polygons auf dem Ringträger, von dem aus dann die Magneteinheiten ausgerichtet werden können, besteht in der Triangulation nur mit Hilfe von Meßbändern. In diesem Falle ist die Anzahl der erforderlichen Radialtunnel gleich der Anzahl der Polygonseiten, die wiederum durch die größte Länge der Gerade, die in das Innere des Magnetgebäudes gelegt werden kann, bestimmt wird, — mit der Einschränkung, daß das Polygon mit Rücksicht auf die 6,25 Betatronschwingungen pro Umlauf kein Sechseck sein darf. Bei Verwendung einer Kombination von Band- und Theodolit-Messungen kann die Anzahl der erforderlichen Radialkanäle weiter verringert werden.

Die Zuverlässigkeit von Theodolit-Messungen im Tunnel ist dadurch in Frage gestellt, daß sich das Licht bei

ren. Mit noch größeren Unsicherheiten als die Ausgangsmessungen wären Kontrollmessungen behaftet, wenn die Maschine in Betrieb gewesen ist und sich demzufolge viele Wärmequellen im Ringgebäude befinden. Auf recht entmutigende Ergebnisse von Theodolit-Probemessungen sowohl in Kabelkanälen als auch im Probeabschnitt des Ringgebäudes hin, entschied man sich für reine Triangulierung nur mit Meßbändern, für ein achteckiges Polygon und acht Radialtunnel (Abb. 7).

Es ist von großer Wichtigkeit, daß sich die Lufttemperatur im Ringgebäude während der etwa einen Tag dauernden Triangulation um nicht mehr als $\pm 1^\circ \text{C}$ ändert¹⁰, so daß die Abmessungen des Ringträgers um nicht mehr als 0,1 mm variieren. Diese Toleranz kann mit dem vorgesehenen Ventilationssystem ohne weiteres innegehalten werden, jedoch betrifft sie nur die harmonische Verzerrung nullter Ordnung. Für die Verzerrungen höherer Ordnung ist die Temperaturvariation entlang des Ringes maßgebend, und Differenzen von $\pm 1^\circ \text{C}$ spielen hierbei bereits eine bedeutende Rolle. Ihre Entstehung wird durch Installation des o. a. Wasserzirkulationssystems in den Ringträger nahezu vollständig verhütet.

Alle Vorkehrungen gegen Verzerrungen des Ringträgers infolge von Temperatureinflüssen wären nutzlos, wenn seine Feuchtigkeit Variationen unterworfen wäre. Da die Feuchtigkeitsregulierung der vorgesehenen Klimaanlage nur für den befriedigenden Betrieb der Hochspannungsausrüstung ausreicht und wirtschaftliche Gründe gegen engere Toleranzen sprechen, löste man dieses Problem durch Anstrich des gesamten Ringträgers mit Bitumenfarbe.

h) Bau des Ringgebäudes [19]

Die Bauaufgabe des Ringgebäudes ist als linear anzusehen: Aushub-, Schalungs-, Bewehrungs-, Betonier-, Dichtungs- und Anschüttungsarbeiten folgen einander unmittelbar. Da im Gegensatz zum Stollenbau die Möglichkeit besteht, längs des Bauwerkes provisorische Straßen anzulegen, wurde eine Baustelleneinrichtung mit einem bedeu-

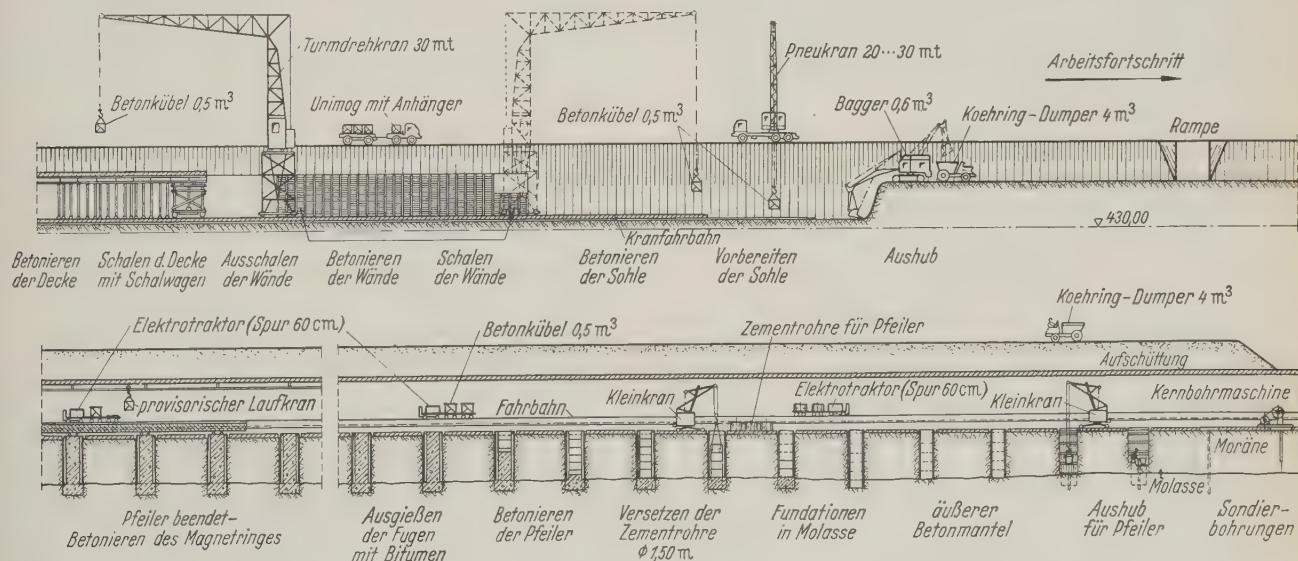


Abb. 15. Bauvorgang für das Ringgebäude des Protonsynchrotrons, dargestellt als Längsschnitt durch den Ring. Oben: Bau des Ringgebäudes. — Unten: Bau der Pfeiler und des Ringträgers [19].

querlaufenden thermischen Gradienten nicht geradlinig fortbewegt. Beispielsweise verursacht ein querlaufender thermischer Gradient von $0,01^\circ \text{C/m}$ über eine Entfernung von 100 m einen Winkelfehler von 10^{-6} Radian oder einen Lagefehler von 0,1 mm. Da die Messung derartig kleiner Temperaturgradienten schwierig ist, ist auch eine Korrektur unzuverlässig. Auch sehr leistungsfähige Luftmischsysteme können die Verhinderung eines Entstehens von Gradienten der Größenordnung $0,01^\circ \text{C/m}$ nicht garantie-

tenden Anteil von Geräten mit mehreren Freiheitsgraden vorgesehen, um in allen Bauphasen möglichst anpassungsfähig zu sein. Der feste Teil der Baustelleneinrichtung

¹⁰ Es ist natürlich möglich, eine Korrektur unter Berücksichtigung der thermischen Zeitkonstante der Konstruktion und der für die Vermessung benötigten Zeit vorzunehmen. Da die Berechnung der Korrekturen aber sehr kompliziert und somit Fehlermöglichkeiten unterworfen ist, war man bestrebt, die Notwendigkeit der Vornahme von Korrekturen zu umgehen.

wurde in der Nähe der bestehenden Zufahrtsstraße um die zentrale Betonfabrik an der Ringperipherie angeordnet (siehe: Abb. 16). Den Arbeitsvorgang für das zuerst zu erstellende Ringgebäude sowie die darauf in dessen Innenren auszuführenden 80 gleichartigen Pfeilerfundamente

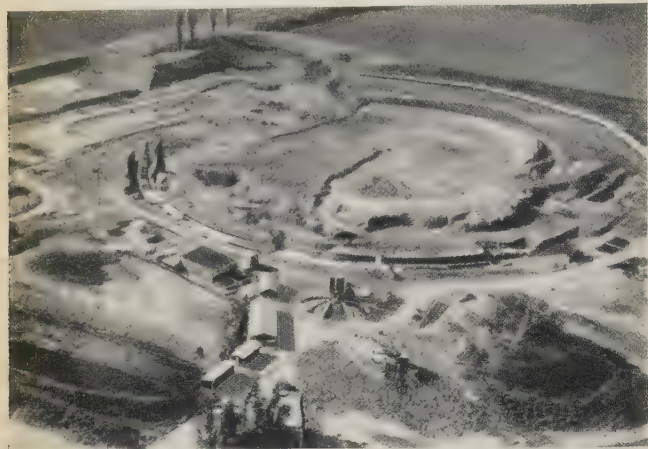


Abb. 16. Luftansicht der Baustelle des Protonsynchrotrons am 19. Oktober 1955 [8]. Photo CERN.

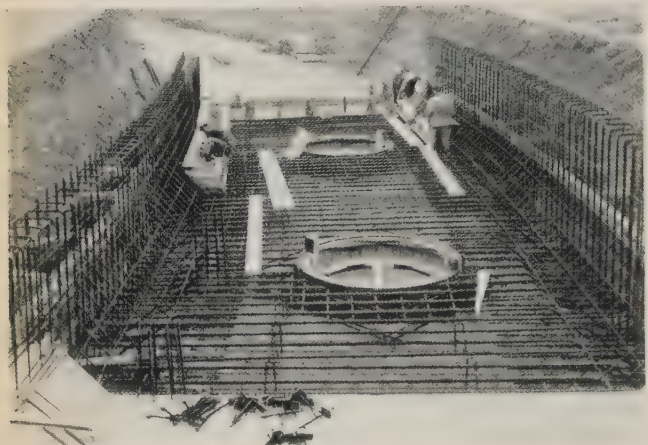


Abb. 17. Verlegen der Bewehrung für das Ringgebäude [8]. Photo CERN.

mit dem Magnetringträger zeigt ein Längsschnitt in der Ringachse (Abb. 15). Die Arbeiten im Inneren des Ringgebäudes lassen sich in streng linearer Weise mit einfachem Gleisbetrieb organisieren. Ein direkter Zugang zum Ringgebäude vom Schwerpunkt der Baustelleneinrichtung aus gibt die erwünschte Trennung der Arbeiten „über“ und „unter Tage“. Abb. 16 bis 18 zeigen Gesamtansichten und Details vom Baufortschritt.

Durch den Bau der Pfeiler nach Fertigstellung des Dränsystems in den bereits fertiggestellten Abschnitten des Ringgebäudes wurde der Zutritt von Wasser zu der Molasse verhütet. Die Gründungstiefe der Pfeiler in der Molasse wurde nach Prüfung der mechanischen Eigenschaften von Bohrkernen festgelegt. Es ist ein großer Vorteil des elastischen Stützensystems, daß die unterschiedlichen Längen der Pfeiler keinen Einfluß auf die horizontalen Temperaturverzerrungen des Ringträgers haben, was bei einer starren Verbindung des Ringträgers mit den Pfeilern nicht der Fall wäre. Die tiefe Lage der Pfeiler und die Verhinderung eines Wasserzutritts läßt die Boden- und damit auch die Pfeilertemperaturen bemerkenswert konstant bleiben, so daß Temperaturdehnungen von Pfeilern verschie-

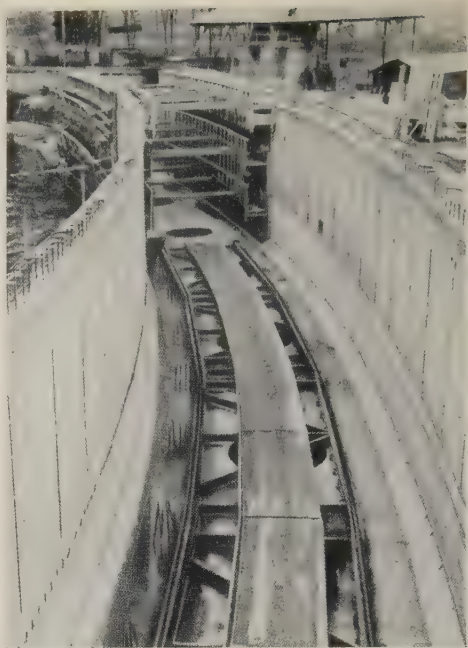


Abb. 18. Ausgeschalter und im Hintergrund eingeschalter Abschnitt des Ringgebäudes [8]. Photo CERN.

dener Länge die Ausrichtung der Maschine in vertikaler Richtung nur unwesentlich beeinflussen [17].

i) Bau der Experimentierhallen und Labororien des Protonsynchrotrons [19]

Durch eine geschickte Anordnung von vier Turmdrehkränen und vier Betonanlagen war es möglich, die eine Fläche von 12 000 m² einnehmenden Bauten ohne großen Einsatz relativ teurer Pneu- oder Raupengeräte zu bedienen (Abb. 19); erforderlich war eine gute Koordination der einzelnen Arbeitssequenzen. Die Betonieranlagen sind in geschickter Ausnutzung der Geländeverhältnisse so aufgestellt, daß die Silos direkt durch Lastwagen beschickt werden können, mit Ausnahme der Betonanlage, die Baryt verarbeitet. — Abb. 20 zeigt eine Ansicht der Baustelle.

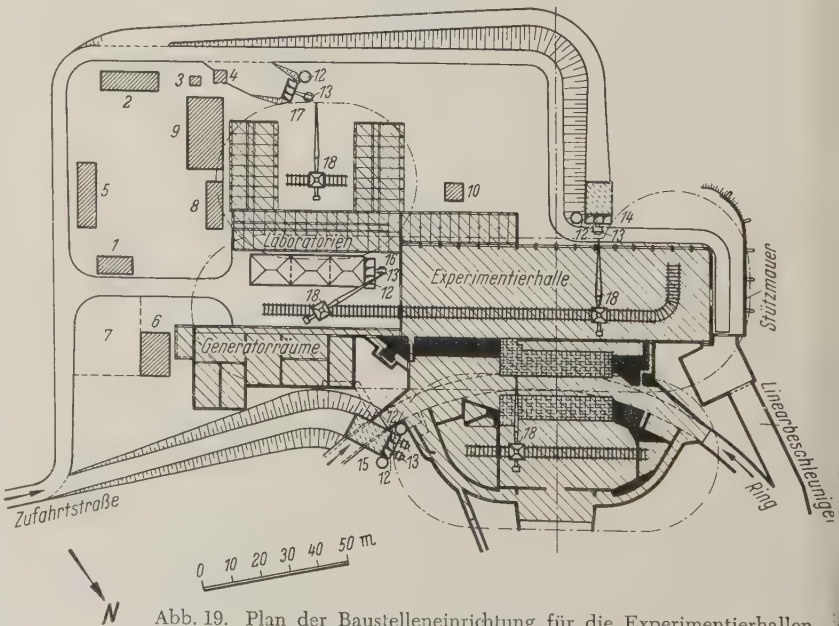


Abb. 19. Plan der Baustelleneinrichtung für die Experimentierhallen und Labororien des Protonsynchrotrons [19].

- 1 Büro; 2 Arbeiterbaracke; 3 WC; 4 Schmiede; 5 Magazin; 6 Zimmerei; 7 Holzlager; 8 Stahlbiegerei; 9 Rundstahlager; 10 Zementschuppen; 11 Barytlager; 12 Zementsilos; 13 Betonmischer; 14 Betonfabrik Nr. 1; 15 Betonfabrik Nr. 2; 16 Betonfabrik Nr. 3; 17 Betonfabrik Nr. 4; 18 Turmdrehkrane 26 m Ausladung.



Abb. 20. Übersicht der Baustelle der Hallen und Laboratorien des Protonsynchrotrons. Bauzustand April 1956. Beginn der eigentlichen Hochbauarbeiten. Photo CERN 88.

Literatur

1. P. Scherrer: Die wissenschaftlichen Aufgaben des CERN. Schweiz. Bauztg. 72 (1954) S. 538—541.
2. CERN: Les Laboratoires du CERN, Conseil Européen pour la Recherche Nucléaire, à Genève. Schweiz. Bauztg. 72 (1954) S. 538.
3. E. Amaldi: CERN, the European Council for Nuclear Research. Nuovo Cimento, Supplemento, Ser. 10, 2 (1) (1955) S. 339—354.
4. C. J. Bakker: CERN, European Organisation for Nuclear Research. Physics Today 8 (9) (1955).
5. L. Kowarski: The Making of CERN — An Experiment in Cooperation. Bulletin of the Atomic Scientists 11 (1955) S. 354—357, 381.

6. E. Amaldi: The Scope and Activities of CERN 1950—1954, CERN Publication 55—2.
7. CERN Information Service: Laying of Foundation Stone; Signature of the Agreement with the Swiss Federal Council; Convention for the Establishment of a European Organisation for Nuclear Research. Genf, 23. 12. 1955.
8. CERN: First Annual Report of the European Organisation for Nuclear Research 1955. Genf 1956, 65 S., 24 Abb.
9. M. S. Livingstone: High Energy Accelerators. New York 1954.
10. R. Kollath: Teilchenbeschleuniger. Braunschweig 1955.
11. H. Mitter: Teilchenbeschleuniger. Atompraxis 2 (1956) S. 387 bis 395.
12. B. P. Moon: High-Energy Nuclear Accelerators; Review of June, 1956, Conference at Geneva. Reprint from The Times Science Review, Autumn 1956.
13. CERN Service d'Information: Symposium du CERN sur les accélérateurs de haute énergie et la physique des mésons π , Vol. 1, Genf 1956.
14. W. Walcher: 6 GeV-Beschleuniger in Deutschland. Atomkernenergie 1 (1956) S. 361.
15. R. Steiger: Über die Bauten des CERN. Schweiz. Bauztg. 72 (1954) S. 541—546.
16. A. Brunner: Beschleunigungsmaschinen für hohe Energien, Synchronzyklotron und Protonsynchrotron des CERN in Genf. Neue Zürcher Zeitung, Nr. 3620, Beilage Technik vom 28. 12. 1955.
17. J. B. Adams: The Design of the Foundations for the Magnet of the CERN Alternating Gradient Proton Synchrotron. Proton Synchrotron Division of CERN, Report CERN 56—21, Genf, 1. Oktober 1956, 44 S., Anhang mit 15 Abb.
18. A. Citron, W. Gentner und A. Sittkus: Überlegungen zum Strahlenschutz für ein 25 Milliarden-Volt-Protonen-Synchrotron, Strahlentherapie 94 (1954) S. 23—28.
19. A. G. Müller: Die Bauarbeiten des CERN in Genf; eine Dimensionsbetrachtung in der Organisation von Baustellen. Straße und Verkehr 42 (5) (1956).
20. V. V. Vladimirkij: Die grundsätzliche Charakteristik des projektierten Protonenbeschleunigers für 50—60 GeV mit starrer Fokussierung. Atomkernenergie 2 (1957) S. 62—64.

Kurze Technische Berichte

DK 624.5 (44)

Hängebrücke über die Seine bei Tancarville

Die letzten festen Brücken über die Seine vor ihrer Mündung sind in Rouen. Weiter unterhalb verkehren auf den 125 km bis Le Havre nur Fähren. Seit dem Ende des vorigen Jahrhunderts verfolgte Projekte für eine feste Brücke unterhalb Rouen nahmen 1935 erstmalig festere Formen an, kamen wäh-

stehen. An den oberen Enden dieser Blöcke wird die Konstruktion zum Anschluß der Tragkabel eingegossen; die unteren Enden sollen zur Kontrolle der Vorspannung durch senkrechte Schächte zugänglich gemacht werden (Abb. 2).

Auf dem linken Ufer sind die Untergrundverhältnisse wesentlich ungünstiger, so muß das Fundament für die Pylone 10 m tiefer als auf dem rechten Ufer — d. h. bei NN — 19 m — gegründet werden. Die Abmessungen dieses Fundaments sind

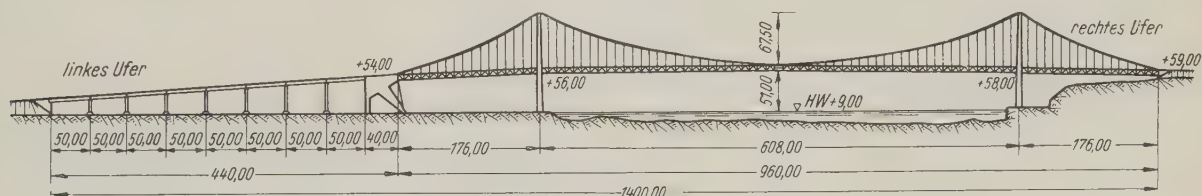


Abb. 1. Übersicht der Brücke.

rend des Krieges jedoch nicht weiter. Es konnte daher erst Ende 1955 mit den Bauarbeiten an der bei Tancarville vorgesehenen Brückenstelle begonnen werden. Das jetzt dort entstehende Bauwerk wird nach seiner Vollendung die längste Hängebrücke auf dem europäischen Kontinent sein.

Die Hängebrücke wird vom rechten hohen Ufer (NN + 50 m) ausgehend vorgelände und Fluß mit 176 + 608 + 176 m Spannweite überbrücken; auf dem tiefliegenden linken Ufer (NN + 8 m) werden acht Vorlandbrücken mit je 50 m Spannweite anschließen (Abb. 1). Die Unterkante der Brücke soll in Brückenmitte auf NN + 60 m liegen und die freie Durchfahrts- höhe 51 m bei Hochwasser sein.

Pylonenpfeiler und Verankerungen werden auf dem rechten Ufer auf Kalkmergel gegründet. Die Pylonenpfeiler sind hier zwei im Grundriß 12 · 12 m große Caissons mit je 9 Brunnenschächten. Sie wurden zunächst als Brunnen abgesenkt; während des letzten Stückes vor Erreichen der Gründungs- sohle auf NN — 9 m kann auf Preßluftbetrieb über- geg ngen werden. Die Verankerung der Tragkabel auf diesem Ufer wird aus zwei in das Kalkgestein eingebetteten 50 m lan- gen, vorgespannten Betonblöcken mit 11 m² Querschnitt be-

34 · 12 m; die Absenkung soll ähnlich wie auf dem rechten Ufer erfolgen. Zur Verfestigung des Untergrundes und zur Verringerung des Drucks während des Preßluftbetriebes sind Zementinjektionen in den aus Sand und Kies bestehenden Untergrund vorgesehen. Die Kabelverankerung wird hier mit Rücksicht auf das tiefliegende Vorgelände als aufgelöste Stahl-

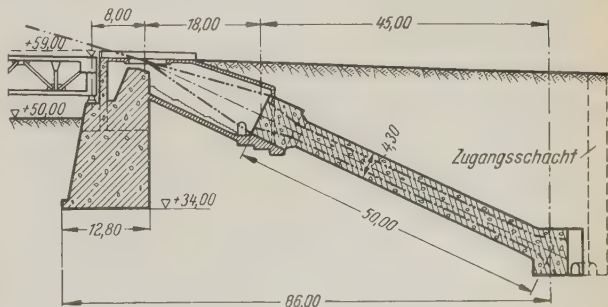


Abb. 2. Verankerung auf dem rechten Ufer.

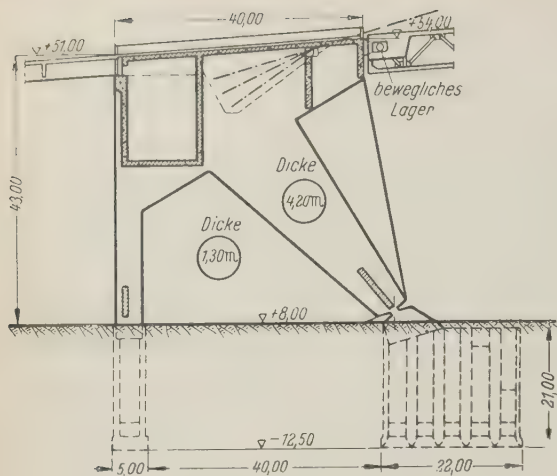


Abb. 3. Verankerung auf dem linken Ufer.

betonkonstruktion ausgebildet (Abb. 3). Sie wird auf drei getrennten Fundamentblöcken gelagert; die beiden vorderen mit $22 \cdot 7,9 \text{ m}^2$ Grundfläche stehen mit der längeren Achse senkrecht zum Fluß; der hintere Block mit $22 \cdot 5 \text{ m}^2$ Grundfläche liegt quer dazu (Abb. 4). — Alle beschriebenen Fundamente sind z. Z. im Bau.



Abb. 4. Fundamente für die linksufrige Verankerung.

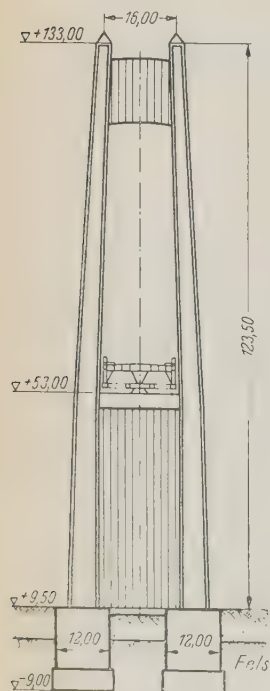


Abb. 5. Rechtsufrige Pylone.

Die Pylonen werden mehr als 120 m hoch, sind unten eingespannt gerechnet und sollen aus Stahlbeton hergestellt werden. Vorgesehen sind bei jeder Pylone zwei Stiele mit $6,50 \cdot 4,65 \text{ m}^2$ Querschnitt an der Basis und $4,65 \cdot 3,0 \text{ m}^2$ an der Spitze. Die Stiele werden unterhalb der Brückenfahrbahn und auf 15 m Höhe unterhalb der Spitze durch 0,80 m dicke Wände verbunden (Abb. 5).

Der stählerne Überbau der Hängebrücke soll auf die ganze Brückenlänge kontinuierlich durchlaufen. Die Systemhöhe des Fachwerk-Verstärkungsträgers wird 6,0 m — d. h. etwa $\frac{1}{100}$ der Mittelspannweite —, der Hauptträgerabstand 16,0 m betragen. Die 12,5 m breite Fahrbahn und die beiden je 1,25 m breiten Fußwege werden in Höhe der Obergurte liegen und aus einem 10 mm dicken, ebenen Stahlblech mit 9,5 cm Beton und 4 cm Asphaltbelag bei der Fahrbahn — bzw. einer entsprechenden Konstruktion bei den Fußwegen — bestehen. Diese Fahrbahnbleche sollen unterstützt werden durch sieben Längsträger und vollwandige Querträger in 10,6 m Abstand (Abb. 6).

Durch das von Obergurt zu Obergurt durchgehende Fahrbahnblech und durch einen in der Untergurtebene liegenden Horizontalverband wird ein sehr torsionssteifes Tragwerk entstehen. Die statische Berechnung wurde an einem Modell im Maßstab 1 : 100 nachgeprüft; das aerodynamische Verhalten im Windkanal untersucht.

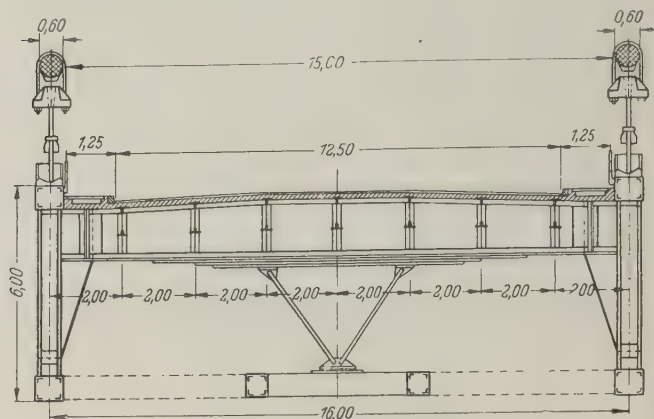


Abb. 6. Querschnitt der Hängebrücke.

Für die beiden Tragkabel sind in der Mittelöffnung je 56 Spiralseile mit je 169 Drähten von 4,7 mm Durchmesser und einer Zerreißfestigkeit von $150\text{--}160 \text{ kg/mm}^2$ vorgesehen. Sie sollen in Form eines liegenden, ungleichseitigen Sechsecks angeordnet und in den Seitenöffnungen durch je 4 Spiralseile gleichen Querschnitts verstärkt werden. Unter Vollaast wird in den Tragkabeln eine Spannung von etwa $5,0 \text{ t/cm}^2$ erreicht werden. In der Mitte der Hauptöffnung sollen die Tragkabel durch 6 m lange Stahlguß-Stücke mit den Obergurten der Verstärkungsträger fest verbunden werden. Durch diese Maßnahme werden die Formänderungen und Schwingungen aus unsymmetrischer, vertikaler Belastung infolge Verkehr oder Wind wirksam verringert.

Auf den Pylonen werden die Tragkabel in Stahlgußsätteln gelagert; diese sollen während der Montage längsbeweglich sein und nach Aufbringen der gesamten ständigen Last mit den Pylonen fest verbunden werden. An den Verankerungen wird jedes Spiralseil in einem Seilkopf enden, der mit Schrauben an die in den Ankerblöcken eingegossenen Verankerungsteile anschließt.

Die Hängeseile sollen 89 mm Durchmesser erhalten und aus 271 Einzeldrähten gleichen Durchmessers und gleicher Festigkeit wie bei den Tragkabeln bestehen. An jedem Aufhängepunkt ist ein Hängeseil vorgesehen, das mittels Seilköpfen an Kabelschelle und Obergurt des Verstärkungsträgers angeschlossen wird.



Abb. 7. Vorgespannter Hauptträger für die 50 m-Vorland-Brücken.

Die Vorlandbrücken von je 50 m Spannweite werden fünf je 3 m hohe vorgespannte Stahlbeton-Hauptträger (Abb. 7) mit einer Fahrbahn aus Ort beton erhalten. [Nach J. Dumas: Le pont-route de Tancarville sur l'estuaire de la Seine: Le Génie Civil 76 (1956) Nr. 3434, S. 429 und Tancarville, Pont-route sur la Seine: Travaux 40 (1956) Nr. 266, S. 639.]

K. H. Seegers, Hamburg.

DK 624.074.2 : 725.826.4 (454.31)

Die Kuppel vom Sportpalast in Bologna

Wie die Franzosen bevorzugten auch die Italiener bei ihren Bauwerken leichte, beschwingte und elegante Formen. Vergleicht man die Kuppel in Bologna mit der Dachkonstruktion der Westfalenhalle in Dortmund [Bauingenieur 27 (1952) S. 109], so fällt einem der Unterschied zwischen der spielerischen Leichtigkeit des italienischen Netzwerkes und der wuchtigen Vollwandkonstruktion der deutschen Sporthalle sofort auf. Fast könnte man glauben, jede der beiden Nationen hätte sich bemüht, ein Bauwerk zu schaffen, das den Charakter der beiden Völker zum Ausdruck bringt.

Die Leistung der italienischen Konstrukteure tritt noch mehr hervor, wenn man berücksichtigt, daß die Belastungsannahmen für die Dachkonstruktion viel ungünstiger sind, als man sie in Deutschland vorzuschreiben pflegt.

Die Binder des Daches wurden für die 3 folgenden Belastungsannahmen berechnet.

1. Eigengewicht und lotrechte Auflast von 250 kg/m^2 für Schnee und Wind auf die gesamte Dachgrundrißfläche.

2. Eigengewicht + 50 kg/m^2 für Schnee als lotrechte Auflast auf die gesamte Dachgrundrißfläche sowie rechtwinklig zur Dachfläche $150 \sin \alpha \text{ kg/m}^2$ Druck auf der Luv- und $60 \sin \alpha \text{ kg/m}^2$ Sog auf der Leeseite.

3. Eigengewicht und lotrechte Auflast von 250 kg/m^2 , letztere für den halben Bogen angesetzt.

Außer den 3 angegebenen Belastungsfällen ist noch eine Temperaturschwankung von $\pm 30^\circ$ bei der Spannungsermittlung zu berücksichtigen. Für jedes Konstruktionsglied ist jeweils der Belastungsfall maßgebend, der in diesem Glied die größten Spannungen erzeugt.

Die Außenfläche der Kuppel hat einen Stich von 10 m bei einer kleinsten Spannweite von 62 m, also eine mittlere Neigung von $10:31 = 0,323$ oder etwa 18° (Abb. 1). Die Schneelast würde also in Deutschland mit 75 kg/m^2 einzusetzen sein; die Windlast sogar nur mit $1,2 \cdot 80 \cdot \sin 18^\circ = 30 \text{ kg/m}^2$; beides zusammen also nur mit $75 + 30 \cdot \cos 18^\circ = 103 \text{ kg/m}^2$ lotrechter Belastung gegenüber der bei der Kuppel in Bologna vertraglich verlangten Auflast von 250 kg/m^2 Grundrißfläche. Und das, obgleich Bologna nur auf $44\frac{1}{2}^\circ$ nördlicher Breite und das Kuppeldach nur etwa 100 m über dem Meeresspiegel liegt! — (Der Sog wäre in Deutschland allerdings mit $0,4 \cdot 80 = 32 \text{ kg/m}^2$ rechtwinklig zur Dachfläche eingesetzt worden, gegenüber $60 \cdot \sin 18^\circ = 18 \text{ kg/m}^2$ bei der Bologna-Kuppel.)

Auch die 48 Stützen, auf denen jeweils ein Binder aufruhrt, erhielten in der statischen Berechnung die gleichen ungünstigen Belastungen wie das Dach. Die Stützen sind 5,30 m lang und stehen am Kuppelrande in einem Abstand von 4,25 m bzw. 4,35 m (Abb. 2).

Das italienische Gebäude dient den gleichen Zwecken wie die zum Vergleich herangezogene Westfalenhalle. Es ist für Tennis-, Fecht-, Box-, Korbball- und Rollschuhkämpfe, für Konzerte, Ausstellungen und verschiedene andere Veranstaltungen bestimmt und enthält eine öffentliche Eis- und Rollschuhbahn. In den 4 Anbauten sind 2 große Turnhallen, eine überdachte Laufbahn, Umkleideräume für 100 Sportler, Technische Einrichtungen wie Heizanlagen, ein Magazin für Schlittschuhe, Verkaufsstände sowie Presseamt, Büro- und Verwaltungsräume untergebracht. Auf die Veranstaltung von Radrennen hat man verzichtet. Daher konnte die Halle auch kleiner als die Westfalenhalle gebaut werden. Der Grundriß nähert sich sehr stark einer Ellipse von 68,8 m Längsachse und 62,0 m Querachse mit einer Exzentrizität von 14,9 m gegenüber der 117,5 m langen und 97,8 m breiten Westfalenhalle, die eine Exzentrizität von 30,0 m besitzt. Die Exzentrizität der Ellipse ist bei der ersten Halle also bedeutend kleiner, der Grundriß nähert sich stärker

einem Kreise, als der Grundriß der Dortmunder Halle. Dadurch wird es verständlich, daß die italienischen Ingenieure sich mit 2 verschiedenen Kreisbögen $r_1 = 29,755 \text{ m}$, $r_2 = 39,045 \text{ m}$, begnügen konnten, um die Ellipse durch Korbbögen zu ersetzen und dabei doch nur Abweichungen der beiden Kurven von weniger als 1% des Halbmessers erhielten, während bei der Westfalenhalle drei verschiedene Krümmungshalbmesser ($r_1 = 45,560 \text{ m}$, $r_2 = 57,320 \text{ m}$, $r_3 = 71,192 \text{ m}$) als ästhetisch notwendig empfunden wurden. Die Vereinfachung, die sich durch die Wahl von Korbbögen an Stelle von Ellipsen für die



Abb. 1. Außenansicht der Kuppel.

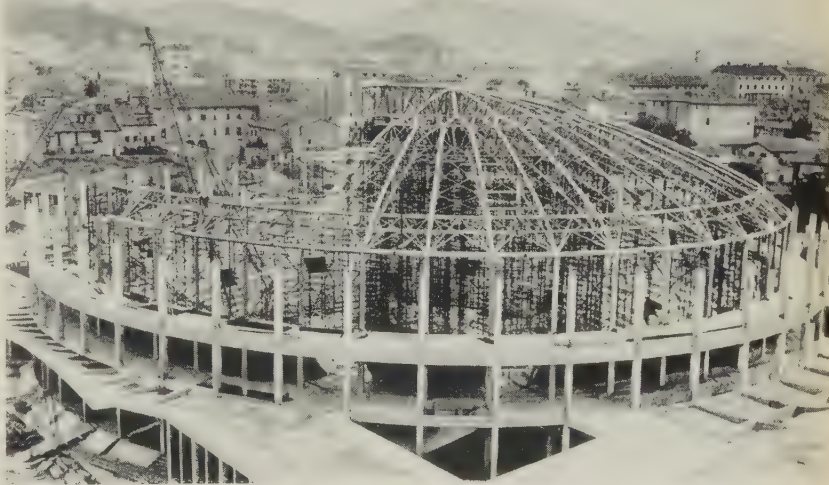


Abb. 2. Montage auf Rohrgestellen.

Konstruktion der Kuppel ergibt, hat sich also bei der italienischen Halle noch mehr gelohnt als bei der deutschen.

Bei beiden Hallen stellte man die Binder rechtwinklig zum Umriß. Sie konnten sich also weder hier wie dort in der Hallenmitte schneiden. Bei der Westfalenhalle ist die Schwierigkeit der Mittelkonstruktion durch die Wahl von Kragbindern vermieden. (Der mittlere Hallenteil ist durch die Bedienungsbühne verdeckt.) In Bologna sind die Binder im Gebiet der kleineren Radien bis zum Schnittpunkt geführt, und nur die Binder im Bereich der größeren Radien laufen nicht zur Hallenmitte aus. Da alle Binder gleich lang gewählt wurden, entsteht in der Hallenmitte zwischen den Verzweigungspunkten ein linsenförmiges Zwischenstück, eine „Gabel“ (Abb. 3). Wie sich aus den Angaben über die Achsenlängen und Krümmungsradien ergibt, muß die Gabel eine Länge von $68,800 - 2 \cdot 29,755 = 9,390 \text{ mm}$ und eine Breite von $62,00 - 2 \cdot 29,755 = 2,490 \text{ mm}$ besitzen. Ihre Höhe ist gleich der Binderhöhe, die im Kuppelscheitel 3 m beträgt (Abb. 2). Die Auflager liegen 7 m tiefer als die Unterkante der Gabel, womit der Stich der Bindergurte

festliegt. Da die Binderhöhe von 3 m in der Hallenmitte auf 0 m an den Auflagern ausläuft (Abb. 2), entsteht für die äußere Kuppeloberfläche die schon genannte Pfeilhöhe von 10 m. Ober- und Untergurt der Binder haben die Form von Parabeln 2. Ordnung. Sie liegen daher auf zwei parabolischen Ellipsoiden.

Der Schub der Binder wird durch einen Ring aufgefangen, der in der Auflagerebene die Kuppel umspannt. Er ist ein

Ringes viel größer sind als die der Binder. Das gilt natürlich auch bei ungleichmäßig großen waagrechten Kräften an den einzelnen Auflagerpunkten. Diese ungleichmäßigen Kräfte treten auf, weil alle Binder an der Gabel steif verbunden sind und dort gleiche Durchbiegungen erfahren müssen. Dabei ergibt sich eine zusätzliche Belastung der Binder kleinerer Stützweite und eine entsprechende Entlastung der weitergestützten Binder.

Dieser ungleichmäßige Kraftangriff ist bestrebt, aus dem elliptischen Dreigurt ring einen Kreis zu machen. Die bei Vollbelastung der Kuppel im Ring durch die Momente auftretenden Spannungen sind aber wegen seiner leichten Verformbarkeit nur gering; denn dank der Steifigkeit der Binder tritt bereits bei einer geringen Veränderung der Achsenlängen des Ringes Gleichgewicht ein. — Auch bei halbseitiger Binderbelastung entsteht für den Auflager ring kein kritischer Zustand, denn alle dann angreifenden Kräfte werden bei dieser Belastung nur etwa halb so groß wie bei der Vollast. Dagegen haben Vergleichsrechnungen gezeigt, daß die Belastung von $\frac{3}{4}$ der Kuppelgrundrißfläche den ungünstigsten Fall darstellt, denn dann sind die in 2 rechtwinklig zueinander stehenden Richtungen auftretenden Horizontalkräfte sehr verschieden groß.

Außer dem Auflager ring ist noch ein ebenfalls horizontal verlaufender Zwischenring etwa in der Mitte zwischen der Gabel und den Binderauflagern angeordnet (Abb. 2). Er besitzt einen oberen und einen unteren Horizontalring, die durch vertikale Verbände versteift sind und dazu dienen, die Kräfte aus den 48 außen liegenden Binderteilen auf die 24 innen liegenden zu übertragen. (Die Verringerung der Binderzahl unter der Kuppelmitte erschien erforderlich, um die Anschlüsse der Binderenden an die Gabel zu ermöglichen.)

Durch den Auflager- und durch den Zwischenring sind die Binder untereinander versteift. Aber auch alle anderen oberen und unteren Knotenpunkte sind durch Kreuzverbände mit den Nachbarknotenpunkten verbunden (Abb. 4). 4 Binderpaare sind außerdem durch Windverbandstäbe versteift, die zwischen den Obergurten liegen (Abb. 1). Mit der Anordnung von Aussteifungsstäben brauchte man nicht sparsam zu sein, da die gesamte Dachkonstruktion durch eine Unterdecke der Sicht entzogen wurde. Sie mißt 3700 m².

Jeder Binder ist gelenkig an eine Stütze angeschlossen, die, abgesehen von der geringen Windlast, nur Druck erhält, da der Binderschub von dem Versteifungsring aufgenommen wird. Nur die geringen Schübe aus den Wärmeänderungen und den Verformungen durch die Belastungsschwankungen ergeben neben dem Wind Biegebeanspruchungen in den Stützen. Der Stützenfuß ruht auf einem Stahlbetonaufleger und ist durch 4 Steinschrauben an ihm befestigt.

Die gesamte Stahlkonstruktion ist aus Rohren von 55 kg/mm² Mindestfestigkeit, 36 kg/mm² Mindeststreckgrenze und 21 % Mindestbruchdehnung hergestellt. (Die Angabe über die Bruchdehnung bezieht sich auf eine Stablänge vom 5fachen des äußeren Durchmessers.) Das Material war zum Schweißen bestens geeignet, so daß die Rohre für alle Zwecke mit normalen (sauren) Elektroden verschweißt werden konnten. Nur wenn die Wandstärken 8 mm überschritten, wurden zur zusätzlichen Sicherheit basische Elektroden verwandt. Soweit Profile und Bleche bei der Konstruktion zur Anwendung kamen, wurden sie aus beruhigtem St 42 hergestellt, während für die Bolzen St 52 gewählt wurde.

Um sperrigen Transport zu vermeiden, wurden für alle Konstruktionen — mit Ausnahme für die äußeren Ringträger, die Zwischenträger und die Gabel — die Rohre unverschweißt zur Baustelle angeliefert. Die 48 Halbbinder indessen wurden in 2 Teilen (vom Außen- bis zum Mittelring und vom Mittel-

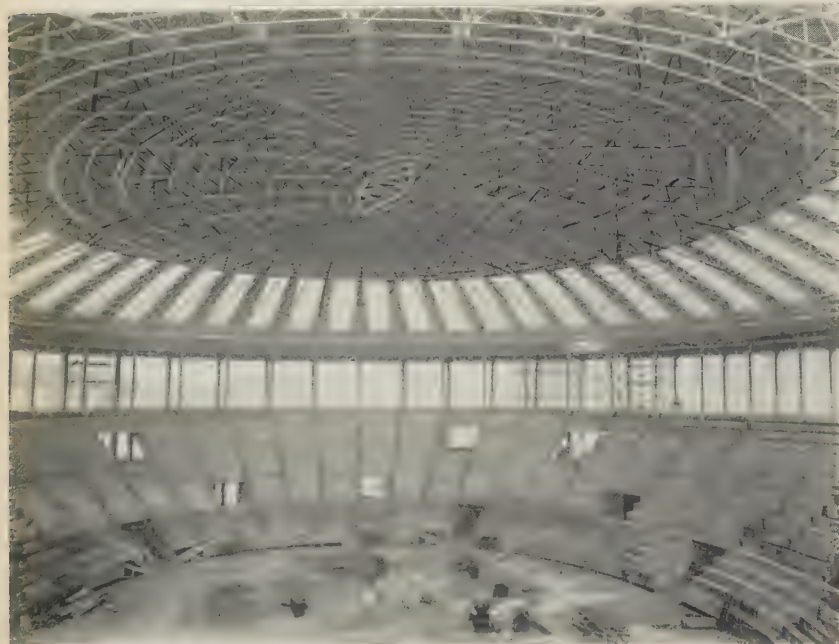


Abb. 3. Unteransicht mit „Gabel“ in Kuppelmitte.

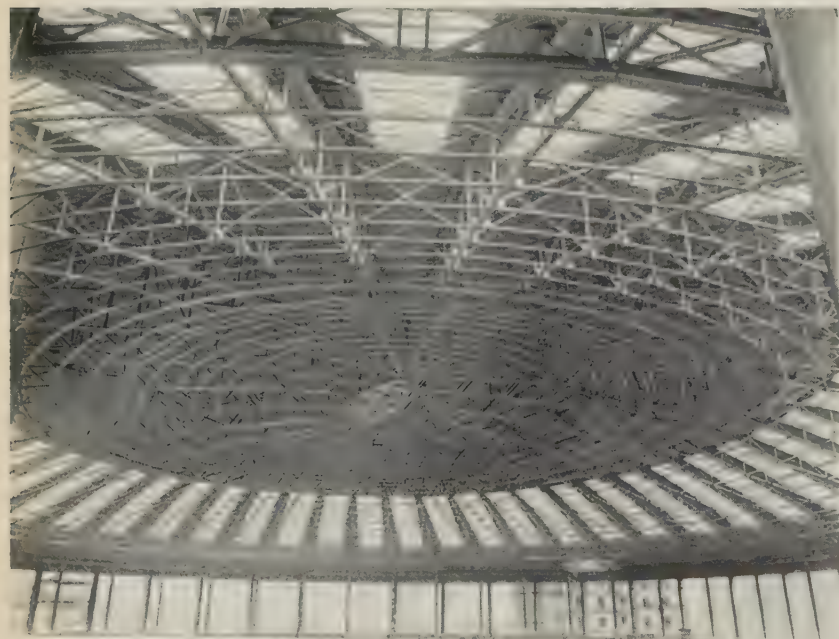


Abb. 4. Versteifungen zwischen den Bindern.

Dreigurtträger von 208 m abgewickelter Länge und 2,50 m Breite in der Horizontalprojektion gemessen. Einer der 3 Gurte ist ein lotrecht stehender Fachwerkträger, die anderen beiden verlaufen im Zuge der Unter- und Obergurte der Binder (Abb. 2). Durch die angegebene lotrechte Maximalast (Belastungsfall 1) erfährt der Dreigurt eine Verlängerung von 15 cm, wobei sich der mittlere Radius um 2,4 cm vergrößert. Bei einer Temperaturerhöhung von 30° betragen die entsprechenden Zahlen 7,35 und 1,17 cm.

Vergleicht man die waagrechten Verschiebungen, die der Ring durch einzelne horizontale Kräfte erleidet, mit den Verformungen, die die Auflager der steifen Binder aus gleichen Kräften erhalten, so sieht man, daß die Verformungen des

ring bis zur Gabel) im Werk verschweißt. Dabei wurden die Rohre von kleinerem Durchmesser in die Rohre stärkeren Durchmessers eingeschliffen. Nur dort, wo eine derartige Ausführung nicht befriedigte oder wo sie durch die Knoten- ausbildung sich nicht durchführen ließ, wurden Bleche zwischen die gefrästen Rohre geschoben und die Konstruktion dort verschweißt. Die Verbindung zwischen den Halbbögen und dem äußeren Ringträger wurde mit Flanschen und Bolzen durchgeführt. Wegen der geringen Zugkräfte, die obendrein nur beim 3. Belastungsfall auftreten, genügten 4 Bolzen und eine Platte, die nicht viel größer als der äußere Rohrdurchmesser ist. Beim äußeren Ringträger wurden die Rohre in 3 Gurtungen stumpf gestoßen, nachdem die Rohrköpfe entsprechend bearbeitet waren.

Die Montage wurde auf stählernen Böcken durchgeführt, so daß sowohl die Gabel wie der äußere Ringträger und der Zwischenträger direkt unterstützt waren. In die Arena stellte man einen Schwenkmast (Abb. 2), mit dem man 2 auf der Erde durch Kreuzverbände versteifte Bogenteile heben und einbauen konnte. Die Verbindungen erfolgten dann durch Schweißnähte, nachdem man sich durch Versuche davon überzeugt hatte, welches die geeigneten Elektroden und die beste Ausführung waren. Die Nachprüfung der Baustellenstöße erfolgte durch das Isotop Kobalt 60.

Bei der Ausrüstung des Bauwerkes am 14. Oktober 1955 wurde zunächst der äußere Ringträger auf die Stützen abgesetzt. Dann sind die Stahlblöcke unter dem Zwischenring entfernt worden, so daß die Binder nur noch auf den 48 Ringstützen und den beiden Stahlböcken unter der Gabel ruhten. Die Auflagerung erfolgte auf jedem Bock durch eine hydraulische Presse. Ehe die Kuppel freigesetzt wurde, brachte man an den Enden der Hauptachsen und der Winkelhalbierenden 8 Dehnungsmesser an, um die horizontalen Bewegungen des äußeren Ringes messen zu können. Außerdem ordnete man unter der Kuppelmitte und an mehreren Punkten des Außenringträgers und der Binder Durchbiegungsmesser an, die durch einen Bleidraht und einen auf der Erde stehenden rotierenden Papierstreifen eine genaue Kontrolle des Senkvorganges ermöglichten. Der Druck an den Pressen unter der Kuppelmitte wurde nach und nach vermindert, bis die Kuppel frei trug. Der Vorgang verlief mit außerordentlicher Regelmäßigkeit. Die Ablesung an den Instrumenten stimmte in jedem Augenblick mit den vorausgerechneten Werten überein. Die Durchbiegung in der Kuppelmitte betrug während des Senkvorganges nur 12 mm.

Die Übereinstimmung zwischen der Rechnung und der gemessenen Durchbiegung beweist, daß die Planung des Gebäudes mit außerordentlicher Sorgfalt erfolgte. So ist die Kuppel ein bemerkenswerter Zeuge für die Zuverlässigkeit weitgespannter Stahlkonstruktionen. [Nach U. Venanzi und G. F. Vamacci: acciaio e costruzioni metalliche 8 (1956) S. I.]

Dr.-Ing. H. P. Witt, Dortmund.

DK 624.55.004.67 (747)

Auswechseln der Hänger und Kabelschellen bei der Manhattan Hängebrücke in New York

Bei der 1910 fertiggestellten Manhattan-Hängebrücke über den East-River in New York waren infolge natürlichem Verschleiß und wegen der erhöhten Verkehrslasten die Hängeseile mit den Kabelschellen erneuerungsbedürftig. Sowohl bei der alten als auch jetzt bei der neuen Ausführung sind an jedem Aufhängepunkt des Versteifungsträgers zwei Hängeseile in Nuten um die Kabelschelle gelegt und die vier freien Seilenden mittels Seilköpfen und Muttern an der Brückenkonstruktion befestigt.

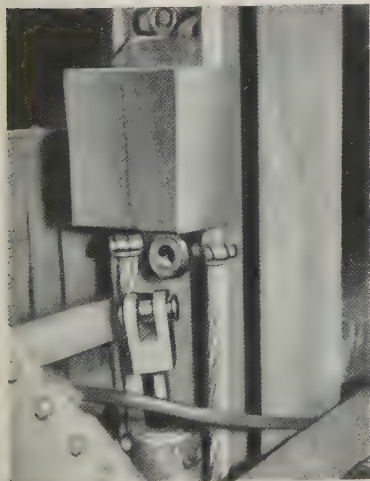


Abb. 1. Vorrichtung zum Entlasten der Hänger.

Für die Auswechse- lung eines Hängeseiles wurde zunächst eine Vor- richtung an die unteren Enden des Seiles geklemmt (Abb. 1). Mittels einer an die Brücken-

konstruktion angeschlossenen hydraulischen Presse wurden dann die Lasten über diese Vorrichtung in den Hänger geleitet und die unteren Seilenden spannungslos gemacht. Die Seile konnten dann durchschnitten und ihre Verbindung mit der Brücken- konstruktion gelöst werden. Die Presse wurde darauf entlastet



Abb. 2. Seiltrommeln (vorn ein neues Seil, dahinter wird ein altes aufgewickelt).

und damit der ganze Hänger spannungslos. Nach Entfernen der Vorrichtung konnte das Hängeseil dann aus der Nut der Kabelschelle herausgehoben, auf die Fahrbahn hinuntergelassen und dort aufgewickelt werden (Abb. 2). Waren beide Hängeseile so entfernt worden, konnte auch die Kabelschelle

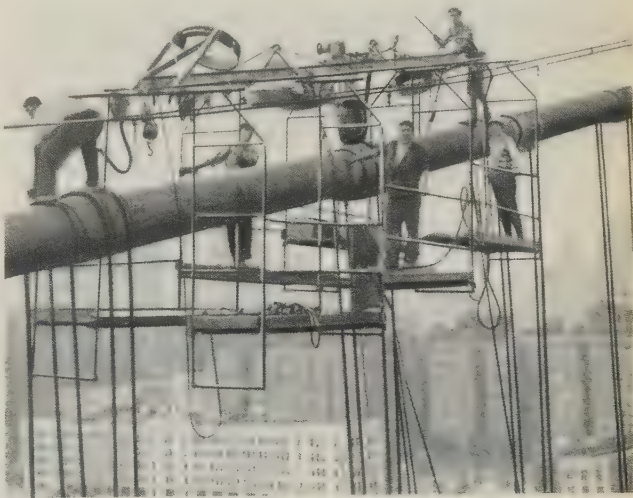


Abb. 3. Fahrbare Rüstung am Kabel (Bandagen hochgeklappt).

demontiert werden. Das Anbringen der neuen Kabelschellen und Hänger geschah sinngemäß in umgekehrter Reihenfolge, wobei wiederum die oben erwähnte Vorrichtung zum Anspannen der Seile diente. Um die benachbarten Hänger während der Auswechse- lung nicht zu überlasten, war vorgeschrie- ben, daß niemals an zwei Hängern in weniger als 50 m Ab- stand gleichzeitig gearbeitet werden durfte.

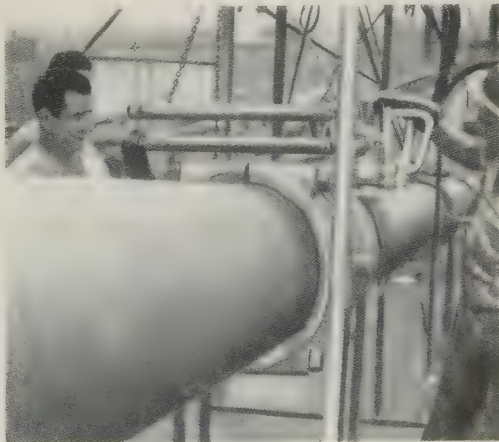


Abb. 4. Kontrolle der Bolzenspannung mit Dehnungsmesser.



Abb. 5. Motorkran auf der Brückenfahrbahn.

Die Arbeiten am Kabel wurden von einer fahrbaren Rüstung aus vorgenommen (Abb. 3). Diese lief mit einem Luftreifen auf dem Kabel und wurde durch vier auf den Handseilen über den Kabeln laufende Rollen am Kippen gehindert. Verfahren wurde dieses Gerüst durch Seile und Winden. An den Arbeitsstellen wurde es mittels dreier Bandagen am Kabel festgeklemt; während des Verfahrens des Gerüsts waren diese Bandagen hochgeklappt.

Die neuen Kabelschellen entsprechen der üblichen amerikanischen Bauweise, d. h. zwei durch Bolzen zusammengehaltene Schellenhälften mit senkrechter Trennfuge umfassen das kreisförmige Paralleldraht-Kabel. Die Bolzen zum Festklemmen am Kabel wurden mit Preßluft angezogen und ihre Spannung mit Dehnmessern kontrolliert (Abb. 4). Das endgültige Anziehen der Bolzen und die genaue Einstellung der Bolzenspannung geschah jedoch unabhängig von der Montage später in einem besonderen Arbeitsvorgang.

Auf der Brückenfahrbahn standen für die Arbeiten im allgemeinen zwei Fahrspuren zur Verfügung. Während der Hauptverkehrszeiten mußte jedoch eine der Spuren wieder geräumt sein; diese kam daher praktisch nur für Transporte in Frage. Die Transporte und alle Arbeiten auf der Fahrbahn wurden von einem Motorkran (Abb. 5) ausgeführt.

Es mußte bei den vier Brückenkabeln an insgesamt 584 Aufhängungen gearbeitet werden. Bei 157 dann konnten die Seile, die bereits früher erneuert worden waren, wieder verwendet werden. Da durch die sich stets wiederholenden Arbeiten die Mannschaft sich gut einarbeitete, wurden für das Auswechseln nur fünf Monate benötigt.

Anschließend daran wurden die beim Auswechseln der Kabelschellen beschädigten Umwicklungen der Paralleldraht-Tragkabel ausgebessert und die Aufhängungen nochmals reguliert, um die genaue Höhenlage der Versteifungsträger und damit die rechnermäßige Verteilung der Hängerkräfte herzustellen. [Nach Construction Methods and Equipment 38 (1956) Heft 6, S. 99.]

K. H. Seegers, Hamburg.

DK 627.219 (73)

Neuer Erzverladehafen an den Großen Seen von Nordamerika

Am nördlichen Ufer des Oberen Sees, etwa 125 km nordöstlich von Duluth, steht ein neuer Hafen kurz vor der Vollendung, welcher der Verschiffung von Eisenerz, dem sogenannten Taconite, dienen soll. Taconite ist ein an sich armes Eisenerz (25–30 %), das durch ein neues Anreicherungsverfahren in Riesenanlagen, die etwa 115 km landeinwärts von der Seeküste bei Hoyt Lakes gelegen sind, in eine für Verfrachtung und Verhüttung geeignete Körnung (etwa Walnußgröße) gebracht wird. Bei dem riesigen Bedarf an Eisen und bei der fast völligen Erschöpfung der älteren Fundstätten reicherer Eisenerze im Seengebiet ist die Gewinnung, Aufbereitung und Verschiffung des Taconites eine gebieterische Notwendigkeit geworden. Federführend und Eigner dieses großen Projektes ist die Erie-Bergwerks-Gesellschaft, die sich aus den mächtigsten Stahlinteressenten im Gebiet der Großen Seen zusammensetzt. Schon im Jahre 1953 war ein vorläufiger Bauvertrag zur Errichtung von Wellenbrechern abgeschlossen worden, der dann 1954 durch einen endgültigen Bauvertrag auf Ausführung des gesamten Projektes abgelöst wurde.

Bei der Wahl des Ortes für den neu anzulegenden Hafen war sowohl zu berücksichtigen, daß er in möglichster Nähe der Erzaufbereitungsanlage in Hoyt Lakes lag, als auch, daß er vor den in dieser Gegend häufigen und heftigen Stürmen Schutz bot; zudem sollte er eine sichere Einfahrt und Vertäuerungsmöglichkeit für die Erzfrachter gewährleisten. Das in Abb. 1 gezeigte Luftbild des fertigen Hafens läßt erkennen, daß zwei vorhandene Inseln die Anlage von Wellenbrechern wesentlich erleichterten. Die Länge der einzelnen Abschnitte der Wellenbrecher schwankt zwischen 330 und 510 m, ihre Gründungstiefe auf dem felsigen Seeboden liegt bis zu 30 m unter dem Wasserspiegel. Einen typischen Querschnitt durch die in Anwendung genommene Bauweise zeigt Abb. 2. Danach ist der Kern aus Felsbrocken gebildet, die teils aus Steinbrüchen, teils beim Aushub des Hafenbeckens gewonnen wurden. Die



Abb. 1. Luftbild des Taconite-Verlade-Hafens am Oberen See.

Abdecksteine der Böschung, die der zerstörenden Wirkung des Wellenschlages ausgesetzt sind, wurden durch besonders feste, in einem nahegelegenen Steinbruch gewonnene Felsblöcke verschiedenen Gewichtes (2–15 t) gebildet, deren Anordnung aus dem Querschnitt zu ersehen ist. Die geplante Anlage wurde in Modellversuchen auf Festigkeit der Schutzdämme und auf Gewährleistung eines ruhigen Hafenwassers im

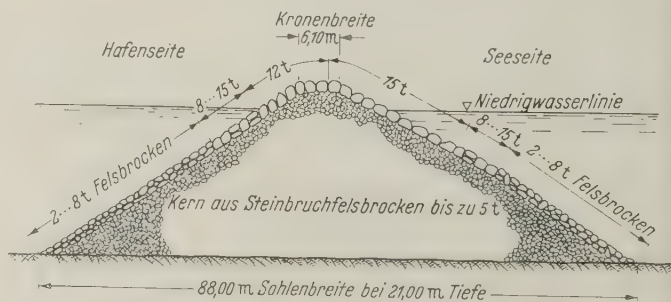


Abb. 2. Querschnitt durch einen Wellenbrecher.



Abb. 3. Baugrube mit fahrbaren Arbeitsgerüsten zum Bohren, Betonieren, Einbringen der Ankerstäbe usw.

Wasserbaulaboratorium der Universität in Minneapolis untersucht; die Anlage des Hafens als solche prüfte auf ihre Eignung das Wasserstraßen-Versuchsamit in Vicksburg (Missouri).

Beim Entwurf der Hafenanlage mit ihren Einrichtungen für Lagerung und Umschlag mußte die Enge der verfügbaren Wasserfläche berücksichtigt werden; das führte zur Anwendung des Kaisystems längs der Uferlinie, und zwar in einer Länge von 600 m bei einer Wassertiefe von rd. 9 m. Nachdem durch Unterwassersprenzung und Baggerung die Hafensohle die nötige Tiefe erreicht hatte (etwa 750 000 m³ Felsaushub), wurde die Baustelle durch einen Kofferdamm von Rundzellen (15 m Durchmesser) aus Stahlspundwand gegen den See abgedichtet. Der Kofferdamm wurde in 2 Abschnitten so eingerichtet, daß der östliche Teil der Fläche vor dem Kai zuerst geflutet werden konnte und einen vorläufigen Umschlagsplatz für Kohle und Baustoffe, darunter 7500 t Stahlspundwand, bildete. In der offenen Baugrube (Abb. 3) untersuchte man den anstehenden Fels auf Festigkeit und Tragfähigkeit, denn er sollte Erzlager und Umschlagsanlage mit einer Flächenbelastung von 3,2 kg/cm² aufnehmen können. Dabei zeigte sich, daß der Fels teilweise wenig fest, morsch und wasserführend war. Diese bedenkliche Erscheinung machte eingehende Untersuchungen durch die geologische Abteilung der staatlichen Universität von Louisiana notwendig. Diese ergaben das Vorhandensein von Basaltschichten, die parallel zur Uferkante verlaufend mit einer Neigung von rd. 25° zum See hin abfielen. Zahlreiche Kernbohrungen in dem fraglichen Gelände ergaben das Vorhandensein tragfähiger Schichten, die zum Verankern der Kaimauer nötig und geeignet waren. Die Front der Kaimauer wurde aus fertigen Stahlbetonplatten gebildet, die durch Ankerstäbe geprüfter Festigkeit von 50 mm Durchmesser mit den tragfähigen Basaltschichten verbunden wurden; Anzahl und Länge der Stahlanker (teilweise bis 10 m) wurden den Erfordernissen angepaßt. Der Zwischenraum zwischen den glatten Verblendplatten und der unebenen Felsfront wurde mit flüssigem Beton vergossen, so daß

Fels und Kaimauer ein monolithisches Gebilde darstellen. Für das Bohren der Ankerlöcher, Einbringen der Ankerstäbe, Ansetzen der Beton-Verblendplatten und für das Betonieren wurden fahrbare Arbeitsgerüste (Abb. 3) verwendet. Die 13 m hohe Kaimauer tritt im oberen Teil etwas zurück, so daß die Stöße festmachender Schiffe sicher durch einen tiefer angebrachten Gummifeder moderner Art (250 mm starke stahlrahdurchsetzte Gummiwalze) aufgefangen werden können.

Die Einrichtung zur Zwischenlagerung und Verladung der auf dem Schienenwege von Hoyt Lakes angelieferten Erzmenen ist unmittelbar hinter dem Kai angeordnet. Von einem hohen Gerüst (24 m über der Kaifläche) werden die erzbeladenen Waggons in die Lagermulde durch Ausschütten entleert. Diese Mulde ist in Stahlbeton ausgeführt und hat am Boden in je 15 m Abstand mechanisch betätigte Schieber, welche die Beschickung der darunter liegenden Förderbänder nach Bedarf ermöglichen. Die Anordnung dieser Abzugsmöglichkeiten in je 15 m Abstand ist mit Rücksicht auf die Lukenanordnung der großen Erzfrachter gewählt. Die Förderbänder sind in einem Tunnel verfahrbar rechtwinklig zur Kaikante angeordnet, auch können sie mit voller und halber Bandgeschwindigkeit (Bandbreite 1,05 m) arbeiten, so daß in bezug auf Reichweite und Mengenleistung den Anforderungen der Erzfrachter nachgekommen werden kann. Die Leistung eines Förderbandes erreicht bei voller Geschwindigkeit (150 m in der Minute) 1500 t/h. Es sind 25 Förderbänder verteilt auf die 360 m lange Lagermulde vorhanden, so daß im Bedarfsfall 13 Förderer auf einen Frachter angesetzt werden können; damit ist die Verladeleistung auch für die größten auf den Großen Seen verkehrenden Schiffe ausreichend, meist genügt der Einsatz von 10 Förderbändern. Alle zum Erzverladen notwendigen mechanischen Einrichtungen können von einem Kontrollturm mit guter Sicht gesteuert werden. Die in Abb. 4 wiedergegebene Übersichts-Zeichnung läßt Anlage und Verladevorgang noch deutlicher werden. [Nach Alonzo D. F. Quinn: „Great Lakes Port for Shipping Taconite is Built by Ore Industry.“ Engng. News-Rec. 157 (1956), Nr. 16 vom 18. Okt. 1956, S. 38.]

Oskar Wundram, Hamburg.

DK 725.381 : 624.025.4.057.4 : 69.059.25

Wiederaufrichtung einer windschiefen Garage

In Cleveland (USA) ist nach dem Hubplattenverfahren eine achtstöckige Garage gebaut worden. Das Gebäude wurde aus zwei Bauteilen hergestellt, wovon jeder eine Fläche von 27,00 × 6,3 m einnahm. Zwischen diesen wird ein Lift eingerichtet, der die Autos in die einzelnen Garagenboxen leitet.

Die Decken sind je 20 cm dick und besitzen ein Gewicht von je 90 t, wobei die gesamte Last für jeden Bauteil von 10 quadratischen 20/20 cm hohlen Stahlstützen getragen wird. Nachdem alle Platten auf ihre endgültige Höhe gehoben waren, wurden diese nicht sofort angeschweißt, sondern nur mit Keilen befestigt, um den Schweißvorgang später gleichzeitig am ganzen Gebäude durchführen zu können. Als sich der Bau in diesem Stadium befand, trat in der Nacht ein sturmartiger Wind auf. Der eine Teil des Gebäudes neigte sich seitwärts, wodurch sich das Dach um 2,2 m seitlich verschob.

Am nächsten Morgen wurde das Gebäude ausgesteift und dann begann man mit der Wiederaufrichtung. Zwischen den Eckstützen wurden X-förmig Stahlseile angeordnet, die in den Hebekränen der einzelnen Stützen verankert wurden. Dies geschah, um die ohnehin überlasteten Stützen nicht noch mehr zu belasten. Die Aufgabe dieser Kabel bestand darin, das Gebäude beim Wiederaufrichten in der jeweiligen Lage zu halten. Im ersten Stockwerk brachte man Holzpressen diagonal zwischen den Stützen an, die am Fuß der Stützen auf großen Holzklotzen ruhten.

Zu Beginn der Wiederaufrichtung wurden Pressen diagonal zwischen den oberen Stützen eingesetzt, um eine gewisse Übersicht zu erhalten, wie sich das Gebäude beim Wiederaufrichten verhalten wird. Als zusätzliche

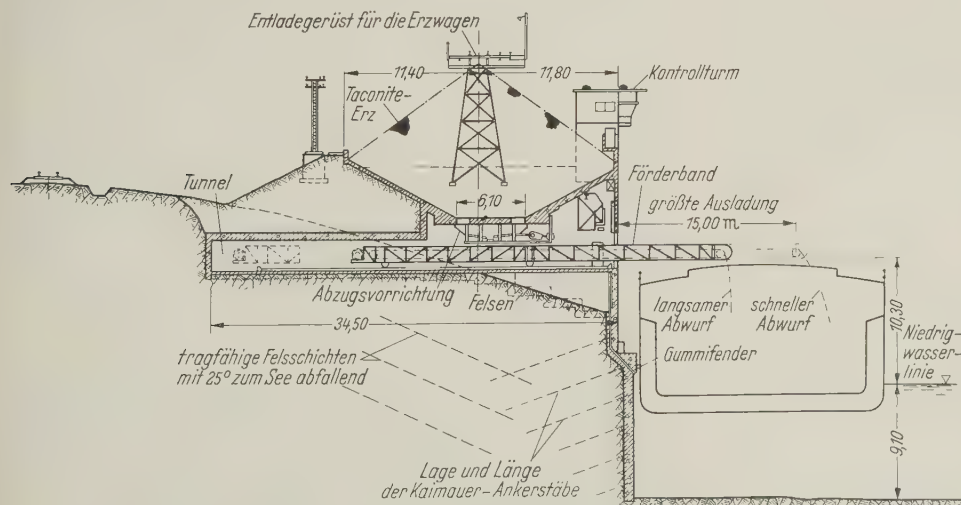


Abb. 4. Querschnitt durch die Lager- und Verladeanlage für das Taconite-Erz.

Sicherheit gegen Kippen des Gebäudes wurden schwere Kabel an Holzbalken befestigt, die im 6. Stockwerk angebracht waren. Dazu wurden viele Diagonalstreben in den Zwischenfeldern angeordnet. Außerdem wurden als Sicherheit gegen einen Zusammensturz die vier Plattenenden abgestützt, da diese Risse bekommen hatten. Gegen das Herunterfallen wurden die

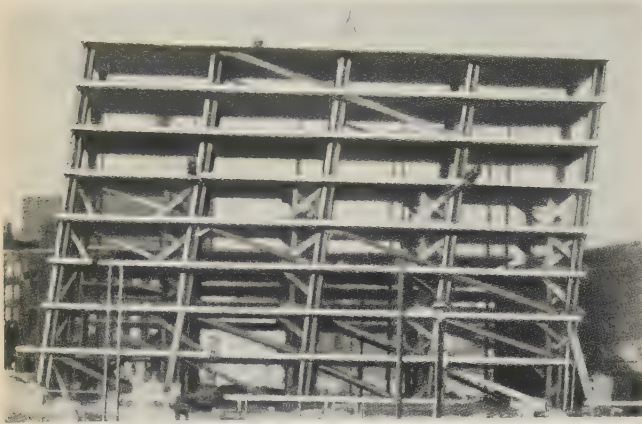


Abb. 1.

Platten durch Holzabstützungen gesichert. Darüber hinaus dienten diese Holzstützen als Sicherung gegen ein Ausknicken der Stützen. Um ein inneres Ausknicken der Stützen zu vermeiden, wurden diese bis zum 5. Stockwerk mit Kies bis zu 2 cm Korngröße aufgefüllt, um nach der Aufrichtung eine zusätzliche Vermörtelung vorzunehmen.

Bei dem Wiederaufrichtungsvorgang löste man zunächst die Diagonalstreben und setzte die Pressen in Tätigkeit. Nach einer Bewegung der Pressenköpfe um einige cm wurden die Diagonalseile wieder angezogen, um die neue Lage des Gebäudes zu sichern. Danach traten die Pressen wieder in Tätigkeit mit einer anschließenden Nachziehung der Seile. Dieser Vorgang wiederholte sich, bis das Gebäude seine vertikale Lage wieder erreicht hatte.

Besonders erschwerend in diesem Wiederaufrichtungsprozeß war der Umstand, daß man keine größeren Schrägstützen anordnen konnte, da das Nachbargelände dazu nicht benutzt werden durfte.

Bemerkenswert an diesem Vorgang ist die Tatsache, daß das Gebäude nach dieser Schrägeigung wieder voll verwendungsfähig gemacht werden konnte. Die zulässigen Spannungen wurden in den Stützen zwar vorübergehend erheblich überschritten, eine bleibende Verformung trat jedoch nicht ein.

[Nach Tilted garage straightened: Engng. News-Record 156 (1956) Nr. 24 vom 14. Juni 1956, S. 26.]

K. Zakis, Heidelberg.

Buchbesprechungen

DK 69.057.7 : 621.867.2.003/.004 (023)

Eckert, Dr.-Ing. Heinrich, München: Bandstraßen im Baubetrieb. Ein Leitfaden für die Praxis. VIII, 201 S., Gr. -8°, mit 57 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1957. Gzln. 37,50 DM.

Die Anwendung von größeren Bandförderanlagen im Baubetrieb steckt in Deutschland noch in den Anfängen. Es ist daher besonders dankenswert, daß der Verfasser die in den letzten Jahren gesammelten Erfahrungen mit Bandförderanlagen im Erdbau und bei den Abraumbewegungen in Braunkohlentagebauen, insbesondere in denen der Bayer. Braunkohlenindustrie AG., Schwandorf, zu einem Leitfaden für die Verwendung von Bandstraßen im Baubetrieb verarbeitet hat.

Um die Auswahl der Anlage zu ermöglichen, werden zunächst das Förderband selbst und seine Endlos-Verbindung behandelt, dann der maschinelle Teil (Antriebs- und Umkehrstation, Traggerüst, Betriebseinrichtungen) sowie die Hilfseinrichtungen und Hilfsgeräte. Der zweite Abschnitt gilt der Kostenermittlung des Gerätes. Hierzu werden die Unterlagen für die Dimensionierung der Anlage gegeben und daraus Folgerungen für die Anwendung im Baubetrieb gezogen. Die Vorschläge des Verfassers beziehen sich dabei auf Bänder von 650, 800 und 1000 mm Breite. Dann folgt die Behandlung der einzelnen Kostenstellen, also Beschaffungskosten, Instandhaltungskosten, Betriebsstoffkosten und Lohnaufwendungen.

Das Buch erfüllt in hervorragendem Maße den Zweck, die Bauwirtschaft auf das Massenfördermittel Band hinzulenken und sich mit ihm in jeder Hinsicht vertraut zu machen. Wenn in ihm im Interesse der Übersichtlichkeit nur auf einige wenige Fabrikate eingegangen ist, so tut das einer Verallgemeinerung der dargestellten Verfahren und Ergebnisse kaum Abtrag. Das Buch kann jedem Bauingenieur, der bei seinem Vorhaben die Anwendung von Bandstraßen in Erwägung zu ziehen hat, wärmstens empfohlen werden. Folgt er den darin gegebenen Vorschlägen und Richtlinien, so wird er beim Einsatz von Bandstraßen keine Fehlschläge erleben.

A. Vierling, Hannover.

DK 666.97 : 016 (075.8) = 2

Troxell, George Earl, Prof. of Civil Engineering, University of California, und Harmer E. Davis, Prof. of Civil Engineering, University of California: Composition and Properties of Concrete. Mit den Kapiteln „Proportioning of Concrete Mixtures“ und „Strength of Concrete“ von J. W. Kelly. 434 S., Gr. 16 -24 cm, mit zahlr. Abb. New York/Toronto/London: McGraw-Hill Book Company, Inc. 1956. Preis £ 2,18 s.

Das Buch ist als Lehrbuch der Betontechnologie für den Gebrauch an amerikanischen Hochschulen geschrieben. Es enthält zwei Abschnitte, nämlich

1. die eigentliche Lehre der Betontechnologie; enthaltend Ausführungen über die Betonbestandteile Zement, Zuschlagstoffe und Wasser; über Frischbeton; Festigkeitseigenschaften, Elastizität; Dichtigkeit; Dauerfestigkeit; Schwinden und Kriechen u. a. m.;

2. eine Sammlung von Themen bzw. Aufgaben für ein technologisches Praktikum in Verbindung mit den amerikanischen Prüfnormen.

Ferner enthält das Buch ein außerordentlich umfangreiches (mehr als 30 S.) Schrifttumsverzeichnis, das sich allerdings vorwiegend auf amerikanische Arbeiten bezieht. Dies Verzeichnis erscheint mir für den deutschen Fachmann, der die amerikanische Literatur nicht im einzelnen zu verfolgen vermag, von besonderem Wert.

Das Buch verdient nicht nur das Interesse von Studenten, sondern aller praktisch und wissenschaftlich tätigen Berufskollegen.

Allein die Tatsache, daß der zweitgenannte der beiden Autoren Mitverfasser zweier grundlegender Arbeiten über das Kriechen von Beton ist (R. E. Davis, H. E. Davis, and I. S. Hamilton: „Plastic Flow of Concrete under Sustained Stress.“ Proc. ASTM 1934, und R. E. Davis, H. E. Davis, and E. H. Brown: „Plastic Flow and Volume Changes in Concrete.“ Proc. ASTM 1937), bedeutet Empfehlung genug.

A. Mehmel, Darmstadt.

DK 693.564 : 624.012.46 (23) = 3

Leonhardt, Dr.-Ing. Fritz, Beratender Ingenieur VBI, VDI, DAI, M.ASCE. unter Mitarbeit von Ing. W. Baur, Stuttgart: Vorspannung mit konzentrierten Spannriegeln. Verfahren Baur-Leonhardt. Richtlinien für Entwurf und Bauausführung. IV, 88 S., Gr. -8°, mit 98 Abb. Berlin: Verlag W. Ernst & Sohn 1956. Geb. 20,— DM, geh. 16,— DM.

Das vorliegende Buch ist als Ergänzung des Buches „Spannbeton für die Praxis“, das von dem gleichen Verfasser stammt, gedacht. Es will Anleitungen und Richtlinien für die Anwendung der konzentrierten bzw. Sammelspannriegel nach dem System Baur-Leonhardt und insbesondere auch Arbeitsanweisungen für die Baustelle geben. Für alle Fachgenossen, die mit Entwurf und Ausführung dieser Bauweise zu tun haben, sei die Schrift bestens empfohlen.

A. Mehmel, Darmstadt.

DK 624.072.32 : 624.04 (023)

Záruba, Prof. Dr.-Ing. Ladislav: Statik der eingespannten Bogen (= Übersetzung aus dem Tschechischen). 360 S., Gr. DIN A 5, 122 Abb., 23 Tafeln. Berlin: VEB Verlag Technik 1956. Gzln. 36,— DM.

Das Buch behandelt die Theorie I. Ordnung der Bogenbrücken mit Ausnahme des Zweigelenkbogens. Es stellt eine Zusammenfassung und Erweiterung einer Reihe von Veröffent-

lichungen in den Sammelchriften der Technischen Hochschule Brünn dar.

Der Verfasser hat sich die Mühe gegeben, für den eingespannten Bogen, Gelenkbogen und durchlaufenden Bogen auch mit veränderlichem Trägheitsmoment und für alle möglichen Belastungsfälle in der Bogenebene und normal dazu gebrauchsfertige Formeln zu entwickeln und Zahlentafeln aufzustellen. Es ersparen den entwerfenden Ingenieuren viel Zeit und erleichtern ihre Arbeit.

Mit keinem Wort werden jedoch das Knicken, geschweige denn die Verformungen nach der Theorie II. Ordnung erwähnt. Auch Kriechen und Schwinden sind beinahe unberücksichtigt geblieben. Demnach beschränkt Záruba die Anwendung seines Buches auf die Berechnung des Bogens von kleiner bzw. mittlerer Spannweite bis zu 50 m.

Ein Zusammenwirken zwischen Fahrbahnplatte und Bogen ist immer vorhanden, so daß eine Berücksichtigung der Biegesteifigkeit der Fahrbahnplatte sehr wirtschaftlich ist. Es wäre empfehlenswert, diese Verbundwirkung bei einer Neuauflage aufzunehmen.

Das vorliegende Buch ist gut ausgestattet, Formeln, Abbildungen und Tabellen sind übersichtlich angeordnet. Für die

Berechnung der Gewölbe und Bogenbrücken nach der Theorie I. Ordnung kann das Buch ein wertvolles Hilfsmittel sein.

N. Dimitrov, Karlsruhe.

Neuerscheinungen

DK 624.04 + 624.131 + 624.137 (022) = 4

Bulletin du Centre D'Etudes de Recherches et D'Essais Scientifiques du Genie Civil (C. E. R. E. S.) VIII (1956). 380 S., Gr. 16 · 24 cm, mit zahlr. Abb. u. Tab. Herausgeber: F. Campus, Prof. à l'Université de Liège. Redaktion: Ch. Massonnet, Prof. à l'Université de Liège. — Das Buch enthält u. a. folgende Aufsätze: F. Campus: Vingt-cinq années de Laboratoires d'essais de constructions du Génie Civil de l'Université de Liège. — R. Dantinne: Modules d'élasticité statique et dynamique des bétons et mortiers. Résistance à la compression et à la traction. — K. Gamski: Relation entre la déformation permanente dans un essai de traction simple et le fluage des aciers à la température ordinaire. — F. Campus: Postface au mémoire de M. Kazimierz Gamski sur la relation entre la déformation permanente dans un essai de traction simple et le fluage des aciers à la température ordinaire. — E. C. W. A. Geuze: Affaissements de terrain sous les constructions. — J. Lamoën: Essais sur modèle réduit concernant des revêtements du rivage maritime dans le cas d'une plage de sable.

Verschiedenes

DK 92 Bechtel : 624 : 693.5.007.2

Dipl.-Ing. Karl Bechtel †

Am 26. Januar 1957 starb im 76. Lebensjahr Dipl.-Ing. Karl Bechtel, nachdem es ihm vergönnt war, seine letzten Lebensjahre wieder in seinem geliebten Badener Land zu verbringen, wo er sich in der Nähe seines Geburtsortes Hüsingens — in Schopfheim — nach dem Verlust seines Berliner Heimes eine neue Wohnstätte geschaffen hatte.

Nach den im Heimatdorf Hüsingens verbrachten Volksschuljahren besuchte der Verstorbene 1892-1898 die Bürgerschule in Schopfheim und anschließend die Oberrealschule in Karlsruhe, das heutige Helmholtz-Gymnasium, wo er 1901 das Reifezeugnis erwarb. Im Herbst des gleichen Jahres bezog er die Technische Hochschule Berlin, um sich dem Bauingenieurstudium zu widmen, das er 1906 beendete.

Bereits während seiner Hochschulzeit hatte Bechtels besonderes Interesse dem Eisenbetonbau gegolten. Nach seinem Eintritt in die Praxis widmete er sich vollständig dieser Fachrichtung und konnte als Ingenieur einer Berliner Firma seine Fähigkeiten beim Bau der Friedrichsstraßen-Passage erproben.

Anschließend trat er in die Dienste der Bauunternehmung Dyckerhoff & Widmann, wo er als Bauleiter an einer Reihe bemerkenswerter Stahlbetonbauten tätig war. Besonders erwähnt sei er als Bauleiter der Querbahnsteighalle des neuen Leipziger Hauptbahnhofes 1910/11 und der Jahrhunderthalle Breslau, Bauwerke, die infolge der Großartigkeit ihrer Gestaltung in die Geschichte des Stahlbetonbaus eingegangen sind.

1913 wurde er zum Leiter der Niederlassung Karlsruhe seiner Firma ernannt, die ihm als weiteren Ausdruck ihrer Anerkennung zu Weihnachten des gleichen Jahres Prokura verlieh. Von Karlsruhe aus betreute er den Bau der bekannten Linichtalsperre bei Vöhrenbach im Schwarzwald.

Im Jahre 1919 wurde er zum Direktor ernannt und gehörte seit 1926 der Hauptverwaltung seiner Firma in Wiesbaden-Biebrich (später Berlin) an; er wurde auch hier vor große Aufgaben gestellt, die mit dem neuzeitlichen Straßenbau und den Reichsautobahnen im Zusammenhang standen.

Seine reichen Erfahrungen auf allen Gebieten des Bauwesens stellte Bechtel als sehr geschätztes Mitglied zahlreicher Fachausschüsse, z. T. auch als deren Leiter, bereitwillig zur Verfügung. Sein Ruhestand nach Kriegsende war durch mannigfache Betätigung auf allen Gebieten des kulturellen Lebens ausgefüllt. Sein Heimgang erfüllt den großen Kreis seiner Freunde mit tiefer Trauer.

Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. U. Finsterwalder.

DK 625.033.3 : 531.23

Zuschrift

zu dem Aufsatz **Dehnpump und Krosse: Biegemomente in auskragenden Fahrbahnplatten.** Bauingenieur 32 (1957) S. 52—56.

Das Zahlenbeispiel veranlaßte mich, durch eine Vergleichsrechnung die Genauigkeit des Näherungsverfahrens zu überprüfen. Weil für die Bemessung der Kragplatten, außer bei hohen und schmalen Vouten, das Moment über der Zwischenstütze maßgebend ist, erstreckt sich die Nachrechnung auch nur auf die genaue Ermittlung dieses Momentes. Darüber hinaus

stehe mir auch nur für dieses Moment und nur für eine konstante Plattenstärke die genauen Unterlagen (Momenteneinflussfelder) zur Verfügung.

Die Bezeichnungen des Aufsatzes, die Kragweite l_a und die Stellung der Einheitslasten (3 Lasten zu je 1 t in 1,5 m Abstand) sind beibehalten. Die Stützweite l_b des angrenzenden Plattenstreifens wurde zu 2,5, 3,75 und 5,0 m gewählt und die Platte am Gegenrand wahlweise frei drehbar gelagert (Fall b nach Abb. 5) und eingespannt (Fall c) angenommen. Für diese sechs Fälle ergaben sich die folgenden Momente (Die Werte $v^2 \sum B$ wurden aus Abb. 5 entnommen):

l_b	Moment aus dem Einflußfeld	Moment nach Dehnpump und Krosse	Abweichung in %
m	tm/m	tm/m	
	Gegenrand frei drehbar gelagert, $l_a = 2,5$ m		
2,5	— 0,503	— 0,527	4,8
3,75	— 0,483	— 0,514	6,4
5,0	— 0,468	— 0,510	9,0
	Gegenrand fest eingespannt, $l_a = 2,5$ m		
2,5	— 0,524	— 0,538	2,7
3,75	— 0,498	— 0,521	4,6
5,0	— 0,479	— 0,513	7,1

Der Vergleich der Ergebnisse zeigt:

1. In allen hier untersuchten Fällen lagen die Werte nach dem Näherungsverfahren auf der sicheren Seite.

2. Die Abweichungen sind um so größer, je geringer der Einspanngrad der Kragplatte ist. Für den theoretischen Fall der nicht eingespannten Kragplatte ergibt sich ein Fehler von — 0,339 tm/m (= A_0).

3. Die Fehler sind wesentlich kleiner als diejenigen, die sich bei Annahme der fest eingespannten Kragplatte ergeben würden.

Wie die Verfasser in ihrem Aufsatz schon erwähnten, ergibt sich das größte Stützmoment über der Zwischenstütze erst, wenn auch die Lasten auf dem Plattenstreifen (in Abb. 6 gestrichelt angegeben) berücksichtigt werden. Es sei aber darauf hingewiesen, daß die Einflußordinaten in diesem Feld vom Auflagerpunkt weg sehr schnell abklängen. Bei Belastung des ganzen Plattenstreifens ergibt sich für diesen der Anteil 0.

Größere Abweichungen gegenüber den genauen Werten ergeben sich jedoch, wenn die Platten über den stützenden Trägern durch Vouten verstärkt sind. Hierfür liegen zwar noch keine genauen Ergebnisse vor, einige von mir durchgeführte Berechnungen zeigten jedoch, daß der Einfluß solcher Vouten nicht vernachlässigt werden darf, da er bei Platten größer ist als bei einfachen Balken entsprechender Abmessungen. Die Ergebnisse dieser Berechnungen können jedoch im Augenblick noch nicht angegeben werden, da die entsprechenden Berechnungen noch nicht abgeschlossen wurden.

Dr.-Ing. G. Hoeland, Hannover.

Erwiderung

Herr Dr. Hoeland geht in seiner Zuschrift davon aus, daß das Einspannmoment für die Bemessung maßgebend ist, während in unserem Aufsatz behauptet wurde, daß die etwa gleich

großen positiven und negativen Feldmomente den Ausschlag geben. Was ist nun richtig? Bezeichnet M_{xa} das Einspannmoment, M_x^+ das positive und M_x^- das negative Feldmoment, nimmt man ferner eine trapezförmige Grenzlinie nach Rüschi an mit Knick im Viertelpunkt, so gelten folgende Kriterien (ohne Vouten):

- 1. Beton ausgenutzt a) $M_{xa} < M_x^+$ Viertelpunkt maßgebend
b) $M_{xa} > M_x^+$ Einspannpunkt maßgebend
- 2. Bewehrung ausgenutzt a) $M_{xa} < M_x^+ + M_x^-$ Viertelpunkt maßgebend
b) $M_{xa} > M_x^+ + M_x^-$ Einspannpunkt maßgebend

Für alle Momente sind die Absolutwerte einzusetzen.

Erfahrungsgemäß ist der Fall 2a) der häufigste. Wir haben in unserem Aufsatz infolgedessen besonderen Wert darauf gelegt, eine Grenzlinie der negativen Momente ermitteln zu können. Die Annahme eines linearen Verlaufes wäre zu ungünstig [Bauingenieur 32 (1957) S. 53, Abb. 1].

Natürlich könnte man auch mit 2 oder mehr Einflußfeldern (Stütz- und Viertelpunkt) eine Grenzlinie angeben. Diese Felder für verschiedene Randbedingungen und Verhältnisse l_a/l_b und N_a/N_b zu berechnen, war uns wegen des erheblichen Rechenaufwandes zeitlich nicht möglich. Wir haben uns deshalb darauf beschränkt, die Rechenmethode anzugeben, die zunächst für einen Einzelfall angewendet und dann durch Kurventafeln ergänzt wurde.

Zur Frage der Vouten über der Stütze möchten wir noch folgendes feststellen: Sie wirken vergrößernd auf das Einspannmoment, aber lastverteilend, d. h. verkleinernd auf die Feldmomente. Der Einfluß braucht also nur im Voutenbereich verfolgt zu werden.

Ein weiterer Punkt, der Beachtung verdient, ist die veränderliche Dicke der Kragplatte. Soweit uns bekannt ist, dürfen demnächst Einflußfelder derartiger Platten veröffentlicht werden. Sie können möglicherweise unserem Verfahren ebenso als Grundlage dienen, wie bislang das Bittner-Feld. Vorläufig ist man noch gezwungen, mit einer konstanten Dicke d_m zu operieren.

G. Dehnkamp — H. Krosse, Rheinhausen.

DK 624.074.4.04 : 628.13 : 628.29

Berichtigung

Zu dem Aufsatz J. Born: Der Einfluß des Zugringes auf die Berechnung von Wasserbehältern und Faultürmen, Bauingenieur 32 (1957) S. 157, ist die folgende Tabelle nachzutragen:

Tabelle I.

Ab-schn.	φ	$\sin \varphi$	r	$2r\pi$	$2r\pi \sin \varphi$	ΔQ	Q	Ny	$\text{ctg } \varphi$	$H=Q \cdot \text{ctg } \varphi$	ΔH	N_β
A							201,7	—6,8	1,40	282		— 7,5
1	40,5	0,649	7,95	49,8	32,3	13,0	214,7	—6,6	1,17	252	—30	+12,6
2	51,5	0,783	8,21	51,3	40,2	13,4	228,1	—5,7	0,80	182	—70	+29,4
3	62,5	0,887	8,41	52,7	46,6	13,7	241,8	—5,2	0,52	127	—55	+23,3
4	73,5	0,959	8,56	53,6	51,2	14,0	254,8	—5,0	0,30	77	—50	+21,6
5	84,5	0,995	8,62	54,1	53,8	14,1	268,9	—5,0	0,10	27	—50	+21,6

DK 061.3 : 62 (436) „1957“

Österreichischer Tag der Technik

Vom 10. bis 12. Oktober 1957 findet als gemeinsame Kundgebung aller österreichischen Ingenieur- und Architektenvereine, der nach Sondergebieten der Technik orientierten Fachverbände, der Hochschulen technischer Richtung, aller mit technischen Fragen befaßten Behörden, Amtsstellen, wissenschaftlichen Bildungs- und Forschungsstätten sowie öffentlichen und privaten Körperschaften der I. Österreichische Tag der Technik in Wien statt.

Sinn und Zweck dieser Veranstaltung ist es, in ausgewählten Vorträgen Bedeutung und Leistung der Technik für die

moderne Gesellschaft vor Augen zu führen, ungerechtfertigten Angriffen gegen den technischen Fortschritt entgegenzutreten, aber auch begründeten Warnungen vor Fehlleistungen technischer Entwicklungen und Mißbräuchen technischer Errungenschaften Gehör zu verschaffen.

Auskünfte und Anmeldungen möglichst bald an das Tagungskomitee „Österreichischer Tag der Technik“ Wien I, Eschenbachgasse 9/II.

DK 061.3 : 666.97 (43—2.1) „1957“

Deutscher Betontag 1957

Vom 24. bis 26. September 1957 findet in Berlin der Deutsche Betontag statt. Aus der Zeitfolge:

Dienstag, den 24. 9. 1957: 10—12.30 Uhr, Eröffnungssitzung im Titania-Palast, Berlin-Steglitz. 14.30—17 Uhr, Vortragstagung.

Mittwoch, den 25. 9. 1957: 9—12.30 Uhr und 14.30 bis 17.30 Uhr, Vortragstagung. 20.30 Uhr, Geselliger Abend.

Donnerstag, den 26. 9. 1957: 15—18.30 Uhr, Besichtigungsfahrt „Wiederaufbau Berlins“.

Es sind folgende Vorträge vorgesehen:

Eröffnungssitzung: Die Raumvorstellung unserer Zeit, o. Professor Dr.-Ing. Friedrich Wilhelm Kraemer, Braunschweig, Technische Hochschule.

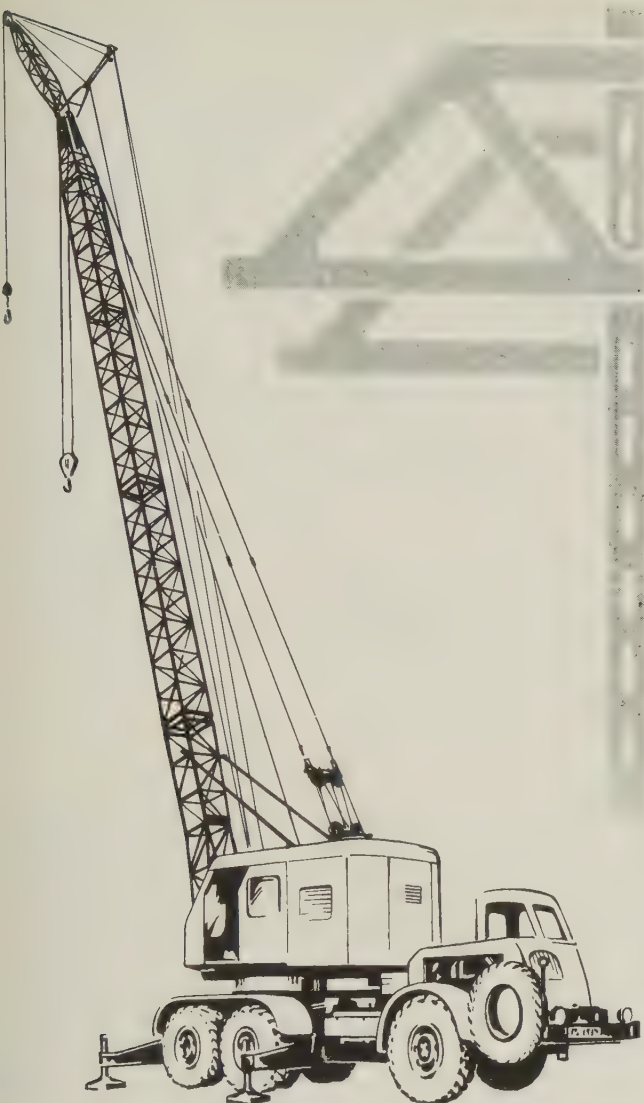
Fachvorträge: Über den Bau des Atomreaktors in Garching bei München, Dr.-Ing. Erwin Ambach, München, Wayss & Freytag AG. — Konstruktionsformen neuzeitlicher Hochstraßen, Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Ulrich Finsterwalder, München, pers. haft. Gesellschafter der Dyckerhoff & Widmann KG. — Der Bau der Talsperre Grande Dixence, Chefingenieur Job Hunerwadel, Grande Dixence S. A., Lausanne. — Der Bau des Wadi Tharthar-Projektes im Tigris bei Samarra/Irak, Reg.-Baumeister a. D. Ludwig Lenz, Stuttgart, Vorsitz des Vorstandes der Ed. Züblin AG. — Talsperre und Kraftwerk Sariyar, ein Bau in der Türkei, Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Hans Meyer-Heinrich, Frankfurt, Phil. Holzmann AG. — Zehn Jahre Entwicklung im Stahlbetonbau in Deutschland, Reg.- u. Baurat a. D. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Walter Nakonz, Düsseldorf, Vorsitz des Vorstandes der Beton- und Monierbau AG. — Über die zweckmäßigste Art der Güteprüfung und ihren Einfluß auf die Baustoffkosten, o. Professor Dr.-Ing. Hubert Rüschi, München, Technische Hochschule. — Das Hochhaus der Badischen Anilin- und Sodafabrik, Baudirektor i. R. Dr.-Ing. E. h. Camill Santo, Ludwigshafen, Badische Anilin- und Sodafabrik AG. — Ingenieurbauten im Rahmen des Wiederaufbaus der Hauptstadt Berlin, Senator Dipl.-Ing. Rolf Schwedler, Berlin, Senator für Bau- und Wohnungswesen. — Weiterentwicklung der betontechnischen Bestimmungen, Professor Dr.-Ing. habil. Kurt Walz, Düsseldorf, Forschungsinstitut der Zementindustrie. — Vorgespannte Einfahrbahn für das Volkswagenwerk, o. Professor Dr.-Ing. Wolfgang Zerna, Hannover, Technische Hochschule.

Teilnehmerwünsche sind an die Geschäftsstelle des Deutschen Beton-Vereins e. V., Wiesbaden, Postfach 543, zu richten.

DK 061.62 : 69.001.5 : 69.002.5 (43)

30 Jahre Institut für Baumaschinen und Baubetrieb

Am 1. Juli dieses Jahres jährt sich der Tag der Gründung des Institutes für Baumaschinen und Baubetrieb zum dreißigsten Mal. Mit der Gründung des ersten deutschen Forschungsinstitutes auf diesem Arbeitsgebiet wurde Professor Dr. Georg Garbotz am 1. 7. 1927 bei seiner Berufung an die Technische Hochschule Berlin-Charlottenburg beauftragt. Nach dem Kriege folgte Garbotz einem Ruf an die aufstrebende Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen und setzte dort die in Berlin begonnene Tätigkeit zur Verbreitung des Gedankens der Mechanisierung und der Rationalisierung des Baubetriebes fort. Über 30 Forschungsarbeiten und zahlreiche Veröffentlichungen aus der Feder von Prof. Garbotz und der Mitarbeiter des Institutes, die im wesentlichen in 16 Forschungsheften und 23 Sonderheften der „Mitteilungen des Institutes für Baumaschinen und Baubetrieb“ von 1927 bis 1957 zusammengefaßt wurden, legen Zeugnis ab über das Wirken in drei Jahrzehnten. — In diesem Zusammenhang sei auch auf die Würdigung von Professor Garbotz (Der Bauingenieur 31 [1956] S. 270) verwiesen.



60 G

ein straßengängiger Kran
für höchste Ansprüche an Leistung und Viel-
seitigkeit, für alle Gebiete der Bauwirtschaft
geeignet, im Einsatz hervorragend bewährt.
Tragkraft am Grundausleger bis zu 20 t.
Bei verlängertem Ausleger und geringerer
Belastung Hubhöhen bis zu 37 m erreichbar.

KRUPP-ARDELT

G. M. B. H.
W I L H E L M S H A V E N

NEU!



erst aufreißen

Mit der neuentwickelten Aufreißeinrichtung zur **MENCK-**
Schürfkübelraupe wird nur bei der Rückfahrt (also der Leerfahrt)
gearbeitet. Schwerer Hackboden, Schichtgestein, brüchiger Fels,
verhärteter Ton, Straßendecken, Packlagen und ähnliche harte
Materialien können nun von der **MENCK-** Schürfkübelraupe
aufgerissen und abgetragen werden.



dann schürfen

Der aufgerissene Boden wird bei Vorfahrt vom Kübel aufgenommen.
Die Raupen laufen dabei neben dem aufgerissenen Streifen.
Die Aufreißeinrichtung arbeitet mit 1, 2 oder 3 Zähnen.
Sie wird gegen das sonst übliche Brustschild ausgetauscht.

Fordern Sie bitte unsere ausführlichen Prospekte unter den
Nummern 588/599/629 K.

MENCK & HAMBROCK GMBH
HAMBURG-ALTONA (POSTFACH)



Linde

DRUCKLUFT-WERKZEUGE

FÜR BAUARBEITEN



NIETKOPF-ABSCHERHÄMMER
AUFREISSHÄMMER
SPATENHÄMMER
BETON-STAMPFER
DRUCKLUFTSCHLÄUCHE
UND ARMATUREN

GESELLSCHAFT FÜR LINDE'S EISMASCHINEN
AKTIENGESELLSCHAFT
ZWEIGNIEDERLASSUNG MASCHINENFABRIK SORTH
SORTH/RHEIN

Die moderne

Elektrobauerpumpe

mit
Unterwassermotor
der

über und

unter Wasser

betriebs sicher arbeitet,
kein Ansaugen,
stets betriebsbereit

EMU Unterwasserpumpen GmbH.

Hof / Saale - Bayern

Prospekte und Druckschriften

Unter dieser Überschrift bringen wir Hinweise auf Prospekte und Druckschriften über neue Baustoffe, Bauweisen, Maschinen und Einrichtungen. Diese Hinweise sind für unsere Inserenten kostenlos.

Interessierte Leser wollen die betreffenden Druckschriften — unter Hinweis auf „Der Bauingenieur“ — direkt bei den genannten Firmen anfordern.

CEG Berichte, Heft 4, 2. Jahrgang, Oktober/Dezember 1956 — S. 15
— 200 — DIN A 4

Continental-Elektroindustrie-Gesellschaft m.b.H., Düsseldorf

PLASTICLAIR — lichtdurchlässige Wellplatten aus verstärktem Kunststoff — Prospekt — 4 S. — DIN A 4

S. A. Isobelec, Sclessin (Belgien). Generalvertrieb: Paul Brocken
Duisburg, Tiergartenstraße 13

Demag — Hängebahnen — Hängekrane — Druckschrift DZ 255 —
24 S. — DIN A 4

Die Demag-Doppelwinde — Prospekt DZ 107/3 — 2 S. — DIN A 4

Demag-Kleinzug steigert Leistung — Prospekt 215/3 — 2 S. —
DIN A 4
Demag-Zug, Wetter (Ruhr)

Atlas-Kundenzeitschrift, Heft 1/1957 — 16 S. — DIN A 4
Deutsche Atlas Copco GmbH., Essen, Kupferdreher Straße 34—38

Betonstahlmatten Druckschrift Nr. 11 — 36 S. — DIN A 5
Kaufmann & Lindgens K.-G., Drahtwerk, Wegberg, Krs. Erkelez

KRUPP Motorhydraulische Kipper — Prospekt Kr. 7.56.416 — 4 S.
— DIN A 4
Friedr. Krupp, Motoren- und Kraftwagenfabriken GmbH., Essen
Husmannshofstraße

Baustoff-Prüfmaschinen — Druckschrift Nr. 2624 — 20 S. — DIN A 4
Losenhausenwerk, Düsseldorf Maschinen AG., Düsseldorf-Grafen
berg, Postfach 27027

MANNESMANN Technische Blätter für den Stahlrohrbau, Folge 3
Mai 1956 — Druckschrift 2670/3 — 10 S. — DIN A 4

— Technische Blätter für den Stahlrohrbau, Folge 4, Oktober 1956
— Druckschrift 2670/4 — 14 S. — DIN A 4

MANNESMANN Verkaufsgemeinschaft, Düsseldorf, Mannesmann
haus

Stählerne Adern, ein Farbfilm der Mannesmann AG — Druck
schrift 3583 — 12 S. — Format 19,5 × 21,5 cm

Rohre + Rahmen = Gerüst Druckschrift 025/10 — 8 S. — Forma
19,5 × 21,5 cm
Mannesmann Leichtbau GmbH., München 15, Bayerstraße 45

MANNESMANN Bausäulen — Druckschrift 2634 — sowie Prei
liste (gültig ab 1. Juni 1955) — 6 S. — Format 19,5 × 21,5 cm

— Bausäulen aus dickwandigen Stahlrohren — Druckschrift 357
— 6 S. — Format 19,5 × 21,5 cm
Mannesmannröhren-Werke, Aktiengesellschaft, Stahlrohrbau Nürn
berg

Berechnung der Wanddicke von innendruckbeanspruchten Stab
rohren — Druckschrift 2815 — 24 S. — Format 19,5 × 22 cm
Mannesmannröhren-Werke, Aktiengesellschaft, Düsseldorf, Man
nesmannhaus

MANNESMANN-Stahlrohrbau Referenzliste — Druckschrift 264
— 20 S. — Format 19,5 × 21,5 cm
Mannesmannröhren-Werke, Aktiengesellschaft, Stahlrohrbau Nürn
berg, Nürnberg, Äußere Bayreuther Straße 310

Mannesmann-Stahlblechbau-Erzeugnisse — Faltprospekt 3256
9,8 × 21 cm
Mannesmann-Stahlblechbau GmbH., Düsseldorf, Reichsstraße 41/42

Hoch-Polyprit, die universale Hochdruckdichtung — Prospekt
— 6 S. — DIN A 4
Pahlsche Gummi- und Asbest-Gesellschaft („PAGUAG“), Düssel
dorf-Rath

Radium, HRL Quecksilberdampf, Hochdrucklampen mit Leuchtsto
— Prospekt — Ausgabe 2/57 — 4 S. — DIN A 5

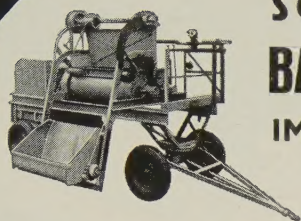
HRL 2000 Radium — Prospekt VI — Q — 5/4-57/20 M — 2 S.
DIN A 5

Ein entscheidender Fortschritt auf dem Gebiete der Entladung
lampen — Technik — Prospekt KEW 200 4 57 2017 — einseitig
bedruckt — DIN A 4

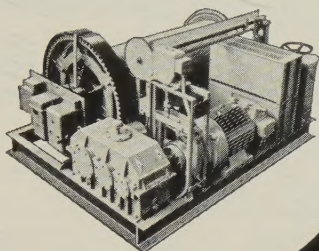
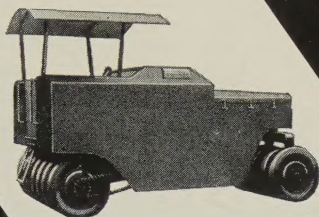
Radium-HRL-Lampen erfolgreich in aller Welt — Druckschrift VI
Q — 4 — 57/20 M — 24 S. — DIN A 4

Radium ein leuchtendes Beispiel fortschrittlichen Schaffens
— Druckschrift VII — R — 1/4-57/30 M — 24 S. — DIN A 4
Radium Elektrizitäts-Ges. m.b.H., Wipperfurth

ROSENKRANZ macht Schweres leicht — Druckschrift — 16
— DIN A 5 — Prospekt — Hochbau in Fertigteil-Montag
durch Spezial-Fahrzeugkrane — 4 S. — DIN A 5
Paul Rosenkranz A.G., Spezial-Schwertransporte, Internationa
Spedition, Witten-Ruhr



SONTHOFENER BAUMASCHINEN IMMER ZUVERLÄSSIG



BUSBAACH

Wir stellen her:

Betonmischer
Straßenbaumaschinen
Gummivielradwalzen
Zerkleinerungsanlagen
Winden und Aufzüge



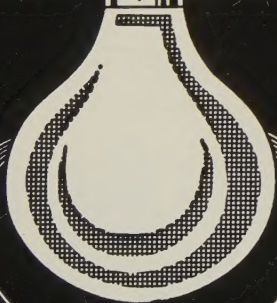
BAYERISCHE BERG-HÜTTEN - U. SALZWERKE A.G.

HÜTTENWERK SONTHOFEN ALLGÄU

TELEFON: 2401 U. 2402 · FERNSCHREIBER: NR. 054873

LORENZ

Beton-Bohrpfahl



bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen



ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT LORENZ-BAU ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT

LORENZ & CO. M.B.H.

BERLIN-WILMERSDORF

G.M.B.H.

ISERLOHN

LORENZ & CO. M.B.H.

LUBECK-HAMBURG-KIEL

BREMERHAVEN

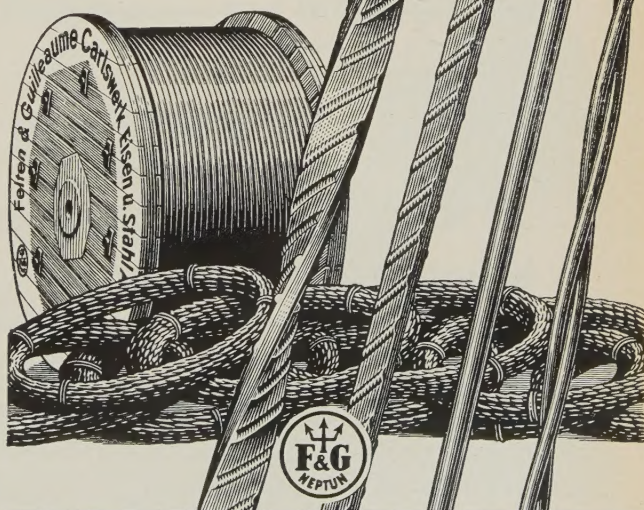
F&G

Neptun-Stahldrähte

Neptun-Litzen

Neptun-Seile

für Spannbeton
entsprechend
DIN 4227



**FELTEN & GUILLEAUME CARLSWERK
EISEN u. STAHL AG · KÖLN-MÜLHEIM**

STELLENANGEBOTE

Wir suchen für unsere Abteilung Stahlwasserbau einen befähigten

Statiker**für Absperrorgane und Wehre**

in verantwortungsvolle und entwicklungsfähige Stellung.

Verlangt werden gründliche Kenntnisse der Schalenstatik sowie die notwendige Initiative für statische Führung eines Konstruktionsbüros und Freude am Konstruieren.

Angebote mit Lichtbild, handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Gehaltsansprüchen erbeten an

J. M. Voith G.m.b.H.
Maschinenfabrik
(14a) Heidenheim (Brenz)

Für den Ausbau der Mosel ist ab sofort die Stelle eines **Leiters** der neu einzurichtenden

Baustoff-Prüf- und -Beschaffungsstelle

(nur erstklassige Fachkraft mit umfangreichen Berufserfahrungen, Dipl.-Ingenieur oder Bau-Assessor)

zu besetzen. Vergütung nach TOA Gr. III bzw. II. Bewerbungen mit ausführlichen Unterlagen sind zu richten an:

Wasser- und Schifffahrtsdirektion Mainz
Neubauabteilung für den Ausbau der Mosel,
Trier, Zurmaierstraße 114

Die **Landeshauptstadt Düsseldorf** sucht für das Straßen- und Brückenbauamt zum sofortigen Eintritt einen erfahrenen

Ingenieur

als Bauleiter für Beton- und Spannbetonarbeiten.

Die Einstellung erfolgt zu den Bedingungen der TO.A.

Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen erbittet die Stadtverwaltung Düsseldorf — Personalamt —.

Die **Amtsverwaltung Meinerzhagen/Westf.**, Ortsklasse B, sucht zum möglichst baldigen Eintritt

1 Bauingenieur der Fachrichtung Tiefbau.

Gefordert wird das Abschlußzeugnis einer Staatsbauschule und nach Möglichkeit einige Jahre Behördenpraxis, Vergütung erfolgt nach Gruppe Va TO.A. Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften sind an den Unterzeichneten einzureichen.

Der Amtsdirektor

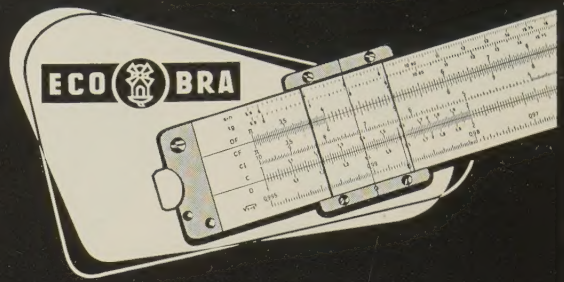
Gebrauchte Spundbohlen**Profil I—III**

in Längen zwischen 5 bis 10 m

in größeren Mengen zu kaufen gesucht.

Preisangebote unter „Der Bauingenieur 423“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

... höchste Genauigkeit —
unverwüstlich —



aus **LEICHTMETALL**

Verlangen Sie bei Ihrem Fachhändler
das Qualitätsfabrikat **ECOBRA**



Trass im Beton

erhöht: Verarbeitbarkeit, Festigkeit, Dichtigkeit, Widerstandsfähigkeit gegen aggressive Gase und Wasser

vermindert: Wasserzusatz, Schwindung, Abbinde- wärme, Bindemittelkosten.

Trasswerke MEURIN Betr.-GmbH.
ANDERNACH / RHEIN

Trass — Bimsbaustoffe — Schaumlava

3

wichtige
Punkte

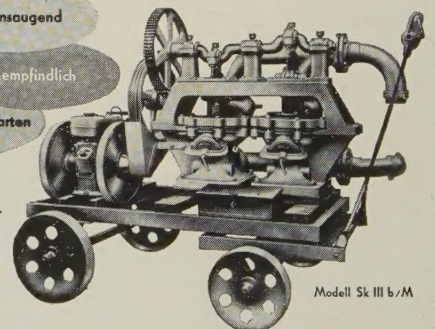
selbstansaugend

unempfindlich

für alle Antriebsarten



**B A U -
PUMPEN**



HAMMELRATH & SCHWENZER
PUMPENFABRIK KG. · Abt. 100 · DÜSSELDORF

Hans Stapelfeldt

Spezial-Unternehmen für Grundwasserabdichtungen und Isolierungen

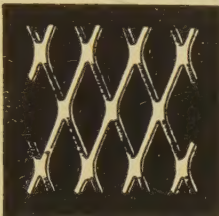
Berlin N 65, Müllerstr. 79 b
Fernruf 46 39 86

Hannover, Lönsstr. 21
Fernruf 2 39 71

Abdichtungen für alle Tiefbauten und Unterplastertunnel, Behälter-Abdichtungen nach eigenem Verfahren
Referenzen über zuverlässige Ausführungen seit mehr als zwanzig Jahren

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND • Telefon Sa.-Nr. 30651

Für BAUWERKSFUGEN

das neue Band

PLASTOSYNBAND

PLASTIMENT GmbH KARLSRUHE
Postf. 200 • Tel. 2 68 23 • Fsch. 0782 616

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHL oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277



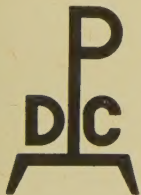
...noch besserer Beton...

PROLAN

Betonverflüssiger

HANS HAUENSCHILD & CO. HAMBURG-WANDSBEK

Schwierige Grundbauten



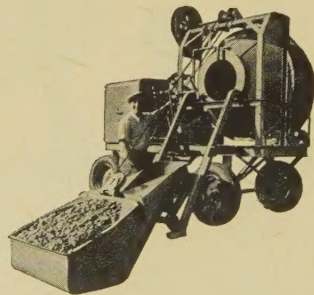
Druckluftgründungen
Pfahlgründungen
Baugrund-Untersuchungen

Dr.-Ing. **PAPROTH & CO.**
Krefeld — Berlin — Winsen-L.

Wollen Sie mehr leisten?
dann:

GROSS

Freifallmischer



A. GROSS GmbH • Baumaschinenfabrik • Schwäbisch Gmünd

CERINOL • EUROLAN • PLASTIKOL

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE DATTELN

RELAX • ADEXIN • D-FLUAT

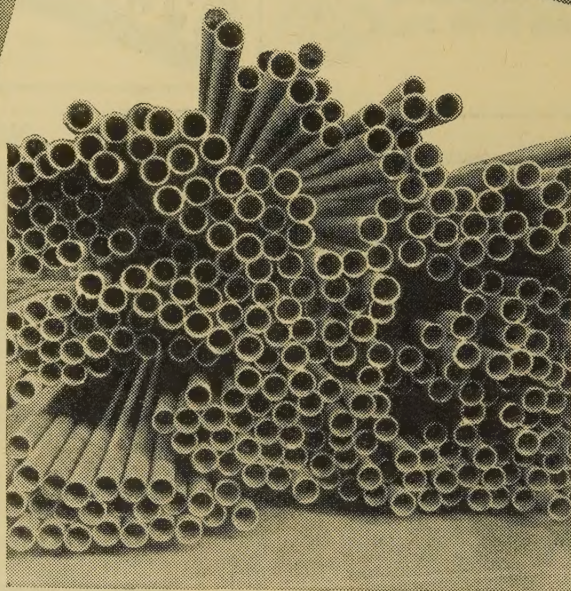


GAS-WASSER-DAMPF-ROHRE

Unsere Fretz-Moon-Rohre und Stahlittings
sind seit vielen Jahren unerläßliche Bauteile
für Gas-, Wasser- und Dampf-Rohrleitungen
im In- und Ausland.

Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit
zeichnen sie aus.

Unsere Druckschrift 0506 liegt für Sie bereit.



PHOENIX-RHEINROHR AG
VEREINIGTE HUTTEN- UND RÖHRENWERKE DUSSELDORF